deel XXII nr. 3 (nr. 89) augustus 1984

lgm mededelingen

markerwaard

laboratorium voor grondmechanica delft
delft soil mechanics laboratory

Foto omslag: Hoorn, met op de achtergrond het Markerwaardgebied (foto: Aerocamera - Bart Hofmeester)
Vormgeving : Studio de Zoete B.V.
Druk : Judels en Brinkman B.V.

lgm mededelingen

UITGAVE VAN HET LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

Onderzoek in Noord-Holland naar de geotechnische aspecten van de aanleg van de Markerwaard

Ir. G. Hannink

WOORD VOORAF

In 1980 zonden de toenmalige ministers van Verkeer en Waterstaat en van Volkshuisvesting en Ruimtelijke Ordening de Tweede Kamer der Staten-Generaal een nota over de ontwikkeling van het Markerwaardgebied, deel a: Beleidsvoornemen.
Deze nota geeft een beschrijving van de denkbeelden, die de regering toen voor ogen stonden ten aanzien van de ontwikkeling van het Markerwaardgebied.
De regering was op grond van de beschikbare gegevens en de in de nota genoemde overwegingen tot de conclusie gekomen dat een afweging van voor- en nadelen zeer duidelijk doorslaat naar de keuze voor een inpoldering. Daarbij koos de regering voor een inpoldering overeenkomstig de 'Verkenningenvariant' uit het advies van de Raad van de Waterstaat van juli 1976.

De nota volgt de procedure van de planologische kernbeslissing. Dat betekent dat een ieder de gelegenheid krijgt om zijn reactie kenbaar te maken over het beleidsvoornemen van de regering zoals dat in de nota is weergegeven. De procedure is thans zo ver gevorderd dat verwacht mag worden dat de regering binnenkort een beslissing zal nemen, die aan het parlement wordt voorgelegd.

In de nota wordt onder andere vermeld dat begin 1976 de Zuiderzeecommissie van de Raad van de Waterstaat een rapport heeft uitgebracht over de Markerwaard. Volgens een minderheid van de Zuiderzeecommissie, die adviseerde de eerstkomende 10 jaar geen beslissing over inpoldering te nemen, bestond onder meer nog onzekerheid over de geohydrologische en grondmechanische gevolgen van de inpoldering.

Mede in dat kader werd in 1980 een breed opgezet onderzoek gestart dat in 1983 is afgerond met het uitbrengen van een groot aantal rapporten. Wegens de grote schaal, het op de toekomst gerichte karakter en de samenwerking tussen diverse diensten, instellingen en ingenieursbureaus, kan dit onderzoek in Nederland uniek genoemd worden.

INHOUD pag.

Woord vooraf . . . 1
Inhoudsopgave . . . 3
Lijst van tabellen . . . 5
Lijst van figuren . . . 5
Samenvatting . . . 6
Summary . . . 6

1 **Inleiding** . . . 7
1.1 Historie . . . 7
1.2 Huidige plannen . . . 7
1.3 Onderzoeken in het verleden . . . 7
1.4 Aanleiding tot een nader onderzoek . . . 7
1.5 Doel van het nader onderzoek . . . 7
1.6 Deelnemers aan het nader onderzoek . . . 7
1.7 Probleemstelling . . . 7
1.8 Geotechnische aspecten . . . 8

2 **Geologie en geohydrologie** . . . 9
2.1 Algemeen . . . 9
2.2 Geohydrologische gevolgen van inpoldering . . . 10
2.3 Verwachte uiteindelijke stijghoogtedalingen . . . 10
2.4 De holocene afzettingen . . . 10
2.5 Schematisatie van het holocene pakket . . . 12

3 **Bepaling van grondparameters** . . . 14
3.1 Probleemstelling . . . 14
3.2 Werkwijze . . . 14
3.3 Toekennning van grondeigenschappen . . . 15
3.4 Aanpak van de verwerking van samendrukkingsproeven . . . 15
3.5 Resultaten van de verwerking van samendrukkingsproeven . . . 18
3.6 Aanpak van de verwerking van waterdoorlatendheidsproeven . . . 20
3.7 Resultaten van de verwerking van waterdoorlatendheidsproeven . . . 20

4 **Verwachte zettingen in 30 jaar** . . . 22
4.1 Zettingsberekeningen . . . 22
4.2 Resultaten . . . 22

5 **Betrouwbaarheid van de resultaten van de zettingsberekeningen** . . . 25
5.1 De gevolgde methode . . . 25
5.2 Bepaling van de betrouwbaarheid van de berekeningsresultaten . . . 26
5.3 Conclusies . . . 27

6 **Het eiland Marken** . . . 28
6.1 Geohydrologische gegevens . . . 28
6.2 Grondgesteldheid . . . 29
6.3 Indeling in grondprofieltypen . . . 30
6.4 Geotechnische eigenschappen van de holocene grondlagen . . . 30
6.5 Berekeningen van de eindzetting . . . 32
6.6 Resultaten . . . 32

7 **Verwachte zettingen van pleistocene samendrukbare lagen** . . . 34
7.1 Geologische en geohydrologische gegevens . . . 34
7.2 Geotechnische gegevens van Eemklei en glaciale bekkenklei . . . 34
7.3 Geotechnische gegevens van glaciale leemlagen (keileem) . . . 37
7.4 Berekeningswijze van de zettingen . . . 37
7.5 Resultaten . . . 38
7.6 Betrouwbaarheid van de resultaten . . . 38

8 **Stijghoogtedalingsverloop in de tijd** . . . 41
8.1 Inleiding . . . 41
8.2 Probleemschematisatie . . . 41
8.3 De initiële situatie . . . 42

8.4 Het tijdsafhankelijke effect . . . 42
8.5 De oplossing met behulp van superpositie . . . 44
8.6 Berekeningen met het model INPOLDER . . . 44
8.7 Resultaten van de berekeningen . . . 45
8.8 Conclusies . . . 48

9 **Het zettingsverloop in de tijd** . . . 50
9.1 Berekeningswijze . . . 50
9.2 Grondeigenschappen . . . 50
9.3 Grond- en hydrologische gesteldheid . . . 50
9.4 Daling van het freatische vlak . . . 51
9.5 Stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket . . . 51
9.6 Berekeningsresultaten . . . 53

10 **Negatieve kleef op funderingspalen** . . . 55
10.1 Probleemstelling . . . 55
10.2 Beschouwde paaltypen . . . 55
10.3 Last-zakkingsdiagram van een alleenstaande paal . . . 56
10.4 Het verschijnsel negatieve kleef . . . 56
10.5 Relatie maaivelddaling-negatieve kleef . . . 57
10.6 Relatie maaivelddaling-paalkopzakking . . . 58
10.7 Berekeningen . . . 59
10.8 Bepaling van de relatie maaivelddaling-paalkopzakking . . . 59
10.9 Conclusies . . . 61

11 **Funderingstechnisch onderzoek** . . . 62

12 **Tegenmaatregelen** . . . 64

13 **Besluit** . . . 65

Naschrift . . . 65
Literatuur . . . 66
Gebruikte symbolen . . . 68
Inhoudsopgave verschenen LGM-mededelingen . . . 70

LIJST VAN TABELLEN

pag.

1 Schema van typen met een verschillende holocene profielopbouw in het onderzoeksgebied 12
2 Codering grondlagen ten behoeve van het samenstellen van de grondprofielen 14
3 Grondlagencodering ten behoeve van de bepaling van grondparameters 19
4 Verdeling van de zetting z_B over de grondlagen 26
5 Codering grondlagen Marken 31
6 Zetting grondprofielen Marken ten gevolge van 1,0 m stijghoogtedaling in het eerste (pleistocene) watervoerende pakket 32
7 Typering van Eemklei en glaciale bekkenklei 34
8 Resultaten van zettingsberekeningen betreffende Eemklei- en glaciale klei- en leemlagen 39
9 Samenvatting van berekeningsresultaten 46
10 Resultaten van berekening 1 47
11 Geotechnische gegevens van het voorbeeld in Monnickendam 55
12 Funderingstechnische basisgegevens voor het berekeningsvoorbeeld in Monnickendam 59

LIJST VAN FIGUREN

1 Geprojecteerde Markerwaard en de begrenzing van het onderzoeksgebied
2 Geologische en geohydrologische gesteldheid van het onderzoeksgebied [45]
3 Geohydrologisch schema [16]
4 Berekende stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket als gevolg van de aanleg van de Markerwaard [18, 45]
5 Schematisch profiel van de indeling van het holocene pakket [42]
6 Deel van de grondprofieltypenkaart [9]
7 Meting van de zettingen bij een samendrukkingsproef [33]
8 Afgeleide last-zakkingsdiagrammen bij een samendrukkingsproef [33]
9 Bepaling van de samendrukkingsconstante C bij een samendrukkingsproef [33]
10 Last-zakkingsverloop bij een samendrukkingsproef [33]
11 Relatie C-waarde en korrelspanningsniveau [33]
12 Relatieve zakking z_t/h bij een samendrukkingsproef [33]
13 Relatie samendrukkings'constante' en korrelspanningsniveau [33]
14 Relatie relatieve zakking en korrelspanningsniveau [33]
15 Relatie verticale waterdoorlatendheid en korrelspanningsniveau [33]
16 Berekende grootte van de 'vrije' maaivelddalingen als gevolg van de aanleg van de Markerwaard [9, 45]
17 Berekende grootte van de zettingen als gevolg van 1,0 m stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket [9]
18 Relatiediagram maaivelddaling-stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket [9]
19 Schematisatie van de geohydrologische toestand van Marken [35]
20 Stijghoogten in het Oud-Holoceen ter plaatse van Marken [35, 43]
21 Stijghoogten in het eerste (pleistocene) watervoerende pakket ter plaatse van Marken [35, 43]
22 Grondprofielen ter plaatse van Marken [35]
23 Grondprofieltypenkaart/zettingsgevoeligheidskaart Marken [35]
24 Vrije maaivelddalingenkaart Marken [35]
25 Verbreiding, bovenkant en dikte van de Eemklei [16, 36]
26 Verbreiding, bovenkant en dikte van de glaciale klei- en leemlagen [16, 36]
27 Relatie samendrukkings'constante' C en korrelspanningsniveau bij Eemklei en glaciale bekkenklei [36]
28 Overzichtskaart met resultaten van zettingsberekeningen betreffende de Eemklei- en glaciale klei- en leemlagen [36]
29 Gemeten stijghoogteverloop als gevolg van de aanleg van Zuidelijk Flevoland [45]
30 Schematisatie van de initiële situatie
31 Grafiek met de factor f_1 als functie van L/λ
32 Principe van de superpositie
33 Resultaat van berekening 1 [38]
34 Vergelijking van uiteindelijke stijghoogtedalingen [38]
35 Het stijghoogtedalingsverloop bij verschillende peilverlagingsscenario's [38]
36 Relatie samendrukkingscoëfficiënt en korrelspanningsniveau [34]
37 Isochronenverloop voor grondprofiel Az1k.3D, berekening A1 [34]
38 Relaties A en F tussen tijd en stijghoogtedaling [34, 37]
39 Relaties B, C en D tussen tijd en stijghoogtedaling [34, 37]
40 Relatie E tussen tijd en stijghoogtedaling [37]
41 Tijd-zettingsverloop grondprofiel Az1k.3D (logaritmisch) [34]
42 Tijd-zettingsverloop grondprofiel Az1k.3D (lineair) [34]
43 Grondgelaagdheid van het voorbeeld in Monnickendam [32]
44 Last-zakkingsdiagram paaltypen A1 en A2 [32]
45 Krachtsverloop in een paal bij een dalend maaiveld [32]
46 Ontwikkeling van de wrijving tussen paalschacht en grond [32]
47 Ontwikkeling van de resulterende negatieve kleef bij een zakkende paal [32]
48 Last-zakkingsdiagram paaltype A1; voorbeeld Monnickendam [32]
49 Relatie maaivelddaling-paalkopzakking; voorbeeld Monnickendam [32]

SAMENVATTING

Bij de plannen tot aanleg van de Markerwaard wordt rekening gehouden met mogelijk nadelige gevolgen voor het oostelijke deel van de provincie Noord-Holland.
De grondslag in die provincie bestaat uit een ongeveer 15 m dik samendrukbaar, holoceen pakket dat rust op de bovenkant van pleistocene zanden. Grondwaterstroming in de richting van de nieuwe polder zal een stijghoogtedaling in de pleistocene zanden veroorzaken. Als gevolg hiervan zal een korrelspanningsverhoging in het samendrukbare pakket optreden hetgeen tot zakking van het maaiveld en van bouwwerken zal leiden.
Met behulp van de leer der grondmechanica kan de grootte van de maaivelddaling worden voorspeld. In het onderhavige geval moest die voorspelling voor een gebied van circa 500 km² worden gedaan, waarbij de grootte en de ruimtelijke verdeling zo nauwkeurig mogelijk moesten worden bepaald.
Op grond van geotechnische kenmerken werden 160 grondprofieltypen in het onderzoeksgebied onderscheiden. Gegevens van grondeigenschappen zoals de resultaten van 600 samendrukkingsproeven en 250 waterdoorlatendheidsproeven op grondmonsters uit het onderzoeksgebied, werden verzameld en zodanig bewerkt dat toepassing in het gehele onderzoeksgebied gerechtvaardigd was. Op deze wijze kon een betrouwbare voorspelling van de maaivelddalingen worden gedaan.
De tijdsafhankelijke stijghoogtedaling in de pleistocene zanden ter plaatse van zowel de Markerwaard als de provincie Noord-Holland werd berekend met behulp van een simulatie-model. In dit model worden de tijdsafhankelijke effecten veroorzaakt door consolidatie van het samendrukbare pakket. De resultaten tonen aan dat, indien de peilverlaging in het Markermeer in een half jaar plaatsvindt, ongeveer 90% van de uiteindelijke stijghoogtedaling zal optreden binnen 5 à 7 jaar na het begin van de drooglegging.
Op grond van de resultaten van deze berekeningen werd een voorspelling gedaan over de snelheid van de maaivelddaling.
Tevens werd een algemene relatie ontwikkeld tussen de maaivelddaling en de paalzakking door een alleenstaande paal te beschouwen, die werd onderworpen aan een verandering van de grootte van de negatieve kleef.

SUMMARY

Construction of a new polder, the Markerwaard in the Netherlands, evolves environmental effects in the geohydrological situation in the neighbourhood, particularly in the eastern part of the province North-Holland.
The subsoil in that province consists of about 15 m of holocene compressible strata on top of a thick pleistocene sand layer. Construction of the new polder will cause a drop in piezometric level in the pleistocene sand. This will result in an increase of effective stress in the compressible strata and subsequent settlement of both soil and buildings.
The magnitude of the induced settlement of the soil is evaluated using theory of soil mechanics. In the present case this evaluation is performed for an area of 500 km² where magnitude and distribution of settlement are estimated with a high degree of accuracy.
Based on geotechnical characteristics, 160 subsoil profiles were selected in the area. Data on soil properties were collected from 600 compressibility tests and 250 permeability tests carried out on soil samples in the laboratory. The numerical parameter values were correlated in such a way, that application for the whole area was justified. A reliable prediction of soil settlements could therefore be made.
The time-dependant drop in piezometric level in the pleistocene sand in both the polder Markerwaard and the province North-Holland was calculated by developing a simulation model. The time-variant effects are caused by consolidation or swelling of the compressible strata. The simulation shows that about 90% of the final drop in piezometric level will be completed within 5 to 7 years from the start of reclamation.
The rate of settlement of the soil in the province North-Holland was predicted with the required accuracy.
A general relation was developed between the predicted settlement of soil and the corresponding settlement of a pile foundation by considering a single pile subjected to a relevant change in negative skin friction.

1 INLEIDING

1.1 Historie

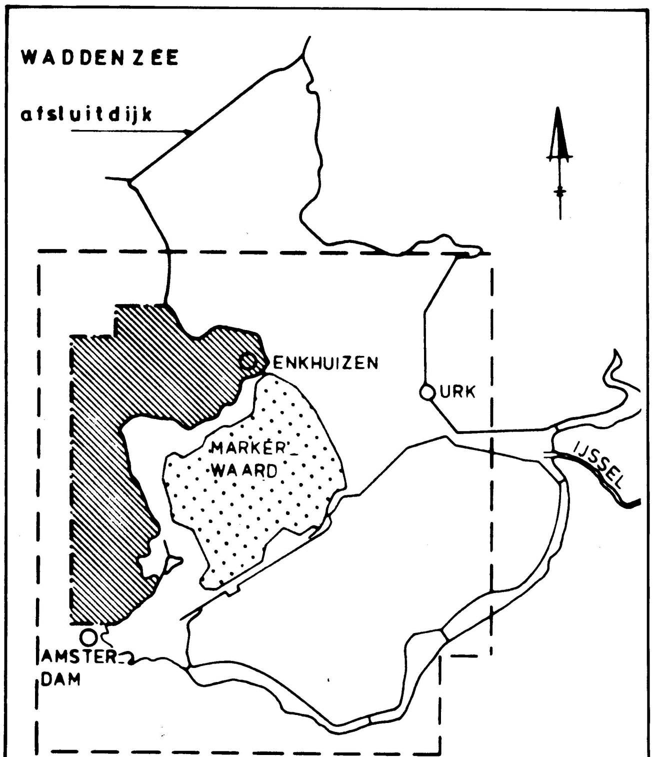
De plannen tot het afsluiten en droogmaken van de Zuiderzee dateren uit het midden van de negentiende eeuw [40].
Na diverse wetsvoorstellen kwam in 1918 de Wet op de afsluiting en gedeeltelijke droogmaking van de Zuiderzee tot stand.
Al in de Tweede Wereldoorlog werd een bescheiden begin gemaakt met de aanleg van dijken voor de Markerwaard. Kort daarop werd het werk echter stilgelegd en daarna is er om allerlei redenen voorrang gegeven aan de aanleg van Flevoland.

In de loop der tijd zijn de plannen tot de aanleg van de Markerwaard veranderd. Volgens al deze inmiddels verouderde plannen zou het eiland Marken een onderdeel van de Markerwaard worden.

1.2 Huidige plannen

De huidige plannen gaan uit van een inpoldering overeenkomstig de zogenaamde Verkenningenvariant uit het advies van de Raad van de Waterstaat [51]. Deze 'Verkenningenvariant' voorziet in een indeling van het Markerwaardgebied in ongeveer 41.000 ha land en 24.000 ha water. De hoofdvorm van de polder is in deze variant een vierkant met hoekpunten in Enkhuizen, Lelystad, het gemaal de Blocq van Kuffeler in Zuidelijk Flevoland en Edam. Marken is hierbij aan alle kanten omgeven door water (figuur 1).

Fig. 1
Geprojecteerde Markerwaard en de begrenzing van het onderzoeksgebied.



1.3 Onderzoeken in het verleden

Het Laboratorium voor Grondmechanica is ook in het verleden betrokken geweest bij onderzoek naar de mogelijke gevolgen van de inpoldering voor het oude land van Noord-Holland. Het eerste rapport hierover dateert uit 1962 en vermeldt de resultaten van een aantal zettingsberekeningen voor diverse locaties in Noord-Holland [21]. Rapporten betreffende aanvullende onderzoekingen verschenen in 1972 en 1975 [22, 23, 24].
De rapporten zijn gebruikt voor de in 1976 verschenen nota van de Dienst der Zuiderzeewerken van de Rijkswaterstaat over de geohydrologische gevolgen van de aanleg van de Markerwaard [46].

1.4 Aanleiding tot een nader onderzoek

In het in 1980 verschenen beleidsvoornemen van de regering in het kader van de Planologische Kernbeslissing Markerwaard, deel a [40] wordt omtrent de geohydrologische gevolgen voor het oude land verwezen naar het rapport van de Raad van de Waterstaat [51]. Daarbij wordt vermeld: 'Hoewel deze gevolgen naar verwachting gering zullen zijn, zullen eventuele schadelijke effecten op passende wijze moeten worden gecompenseerd'.

1.5 Doel van het nader onderzoek

In 1980 werd een multidisciplinair onderzoek gestart, waarin meer in detail dan voorheen werd onderzocht, wat de mogelijke gevolgen zouden zijn van de geohydrologische veranderingen door de aanleg van de Markerwaard [45].

Bij dit onderzoek werd tevens bezien òf en in welke mate, tegenmaatregelen zouden moeten worden getroffen. De kosten van deze tegenmaatregelen werden daarbij afgewogen tegen de kosten van de te verwachten schadelijke effecten in Noord-Holland.

1.6 Deelnemers aan het nader onderzoek

Het breed opgezette nader onderzoek werd in 1983 afgerond met het uitbrengen van een groot aantal rapporten. Onder leiding van Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Noord werkten de volgende instanties in projectgroepverband aan het onderzoek mee:

- Adviesbureau voor Bouwtechniek BV
- Heidemij Nederland BV
- IWACO BV
- Laboratorium voor Grondmechanica
- Rijks Geologische Dienst, District West

1.7 Probleemstelling

In hoofdlijnen was de probleemstelling van het brede onderzoek [45]:

- wat zijn de veranderingen in het grondwaterregime door de aanleg van de Markerwaard en voor welke aspecten in onze samenleving is (zijn) en in welke mate, als gevolg daarvan, schade (nadelige effecten) te verwachten?

- op welke wijze, waar, in welke mate en tegen welke kosten zijn tegenmaatregelen mogelijk, in relatie tot de te verwachten schade?

Het onderzoek heeft zich gericht op aspecten van de volgende vakgebieden:

- geohydrologie
- geotechniek
- cultuurtechniek
- natuurtechniek
- funderings- en bouwtechniek

en op de mogelijkheden tot het treffen van:

- tegenmaatregelen

1.8 Geotechnische aspecten

In het hierna volgende zullen voornamelijk de geotechnische aspecten aan de orde komen. Hiervan kunnen genoemd worden:

- wat is de zettingsgevoeligheid van het gebied waar stijghoogtedalingen kunnen optreden?
- wat is het ruimtelijke beeld van de grootte van de te verwachten zettingen, met bijbehorend tijdsverloop, van de samendrukbare holocene klei- en veenlagen in Noord-Holland?
- zijn er, als gevolg van toeneming van negatieve kleef langs funderingspalen, paalzakkingen te verwachten en in welke mate?

Duidelijk is dat deze aspecten niet los gezien kunnen worden van de onderwerpen in andere facetstudies. Hiervan kunnen worden genoemd:

- de grootte van de dalingen van de grondwaterstijghoogten in de wijde omgeving van de Markerwaard;
- een eventuele daling van het freatische grondwaterniveau;
- het eventuele optreden van schade aan bebouwing en infrastructuur.

Voor het onderzoek diende een gebied van circa 500 km^2 beschouwd te worden (figuur 1).

2 GEOLOGIE EN GEOHYDROLOGIE

2.1 Algemeen

Het geologisch deelonderzoek is uitgevoerd door de Rijks Geologische Dienst, District West, terwijl het geohydrologisch deelonderzoek voor het grootste gedeelte is uitgevoerd door IWACO BV.
Figuur 2 geeft een indruk van de geologische en geohydrologische gesteldheid van het onderzoeksgebied. Hieruit blijkt dat de grond kan worden geschematiseerd tot een aantal goed doorlatende watervoerende pakketten, afgedekt en gescheiden door weinig waterdoorlatende lagen en rustend op een als ondoorlatend aangenomen basis.

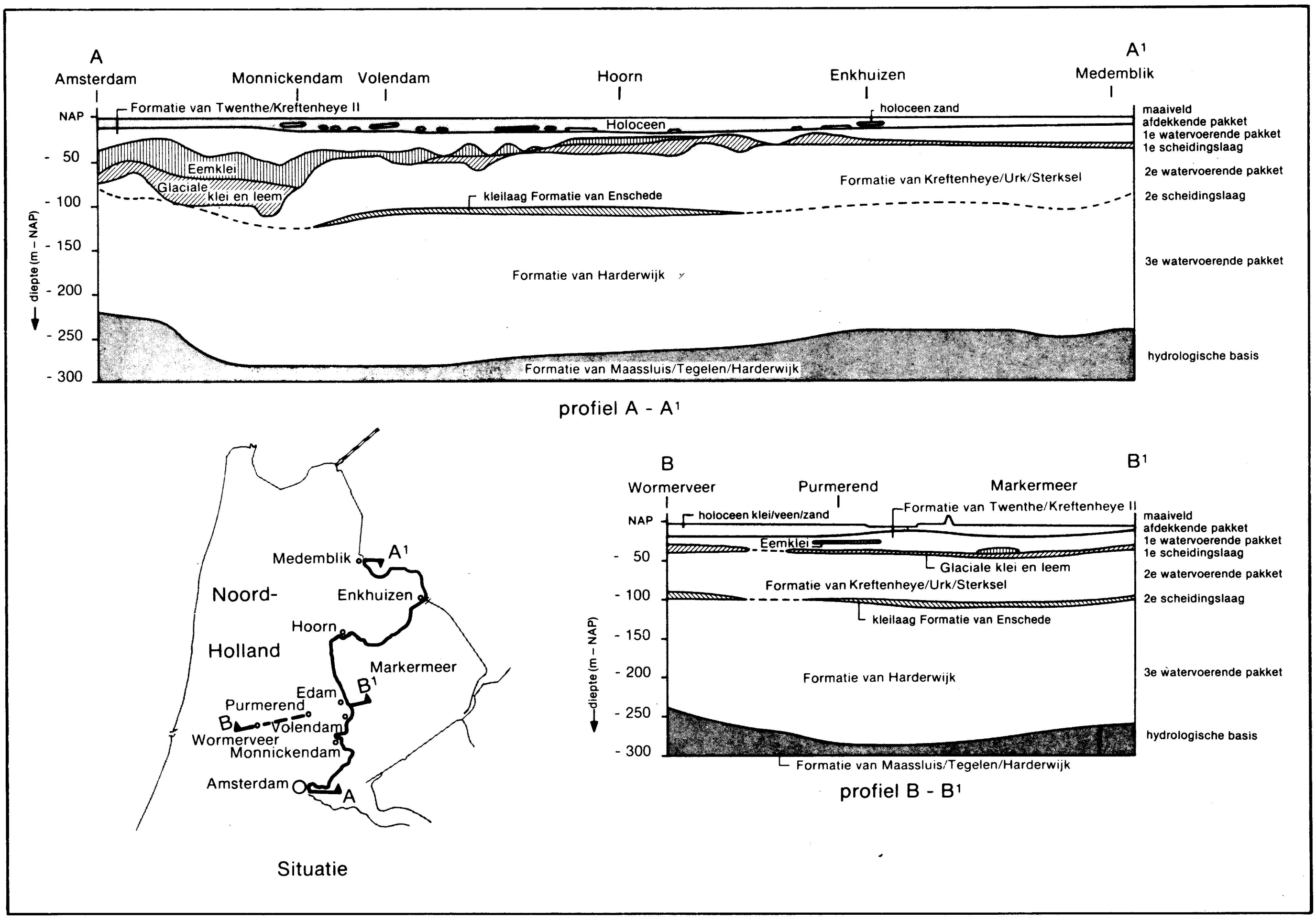


Fig. 2
Geologische en geohydrologische gesteldheid van het onderzoeksgebied [45].

In dit schema kunnen achtereenvolgens worden onderscheiden [16]:

- het afdekkende pakket.
  Dit bestaat uit de slecht waterdoorlatende gedeelten van het Holoceen;
- de eerste scheidende laag.
  Waar aanwezig, vormt de Eemklei of de glaciale klei of leem van de Formatie van Drenthe, ofwel vormen beiden te zamen de eerste scheidende laag;
- de tweede scheidende laag.
  Deze wordt, waar aanwezig, gevormd door de kleilaag uit de Formatie van Enschede of de klei van Kedichem;
- de basis van het hydrologisch systeem.
  De top van de slecht waterdoorlatende Formatie van Maassluis wordt als de ondoorlatende basis aangenomen. Waar plaatselijk basale kleilagen van de Formatie van Harderwijk (van Tiglien-ouderdom) zijn aangetroffen, is de top van deze kleilagen als basis gekozen;
- drie watervoerende pakketten.
  De tussen deze slecht waterdoorlatende lagen aanwezige, goed doorlatende, grotendeels zandige afzettingen vormen de drie watervoerende pakketten.

De in het geohydrologisch modelonderzoek gebruikte schematisering is weergegeven in figuur 3.

2.2 Geohydrologische gevolgen van inpoldering

Gedurende en na de eventuele aanleg van de Markerwaard zal het freatische grondwaterniveau ter plaatse van deze polder sterk veranderen [45].
Het huidige gemiddelde Markermeerpeil bedraagt circa 0,25 m – NAP. Na de aanleg van de Markerwaard zal het polderpeil ter plaatse van het Enkhuizerzand ongeveer 4,50 m – NAP bedragen, langs het westelijke randmeer en het IJsselmeer circa 5,50 m – NAP en in de overige gedeelten van de polder circa 6,50 m – NAP.

Het freatische grondwaterniveau zal uiteindelijk, gemiddeld over het jaar, enkele decimeters boven de genoemde polderpeilen komen te liggen.

Door deze veranderingen zal de stijghoogte van het grondwater in de watervoerende pakketten onder de Markerwaard dalen en zal tevens kwel naar deze polder ontstaan.
De daling van de stijghoogte van het grondwater in de watervoerende pakketten zal niet beperkt blijven tot de Markerwaard zelf, maar zal zich uitstrekken tot in de wijde omgeving van deze polder.

2.3 Verwachte uiteindelijke stijghoogtedalingen

De bij de aanleg van de Markerwaard te verwachten uiteindelijke stijghoogtedalingen in de drie watervoerende pakketten zijn berekend met een numeriek fysisch grondwatermodel [18].
Voor de beoordeling van de geotechnische aspecten van het onderzoek is vooral de verwachte daling van de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket van belang. De berekende uiteindelijke stijghoogtedalingen in dit pakket zijn weergegeven in figuur 4. Daaruit blijkt dat de grootste stijghoogtedalingen in het eerste watervoerende pakket zullen optreden in het zuidelijke deel van West-Friesland en nabij Edam/Volendam (1,25 m). Landinwaarts nemen de verwachte dalingen geleidelijk af tot circa 0,25 m op 5 à 10 km afstand van het Markermeer.

2.4 De holocene afzettingen

Het hierna volgende, dat handelt over de holocene afzettingen in het onderzoeksgebied, is ontleend aan een rapport van de Rijks Geologische Dienst, District West [42].

De holocene afzettingen in het onderzoeksgebied zijn gevormd in een lagunair-, estuarien-, of waddenmilieu gedurende de afgelopen circa 8.000 jaar van de geologische geschiedenis. De sedimenten worden alle tot de Westland-Formatie gerekend.

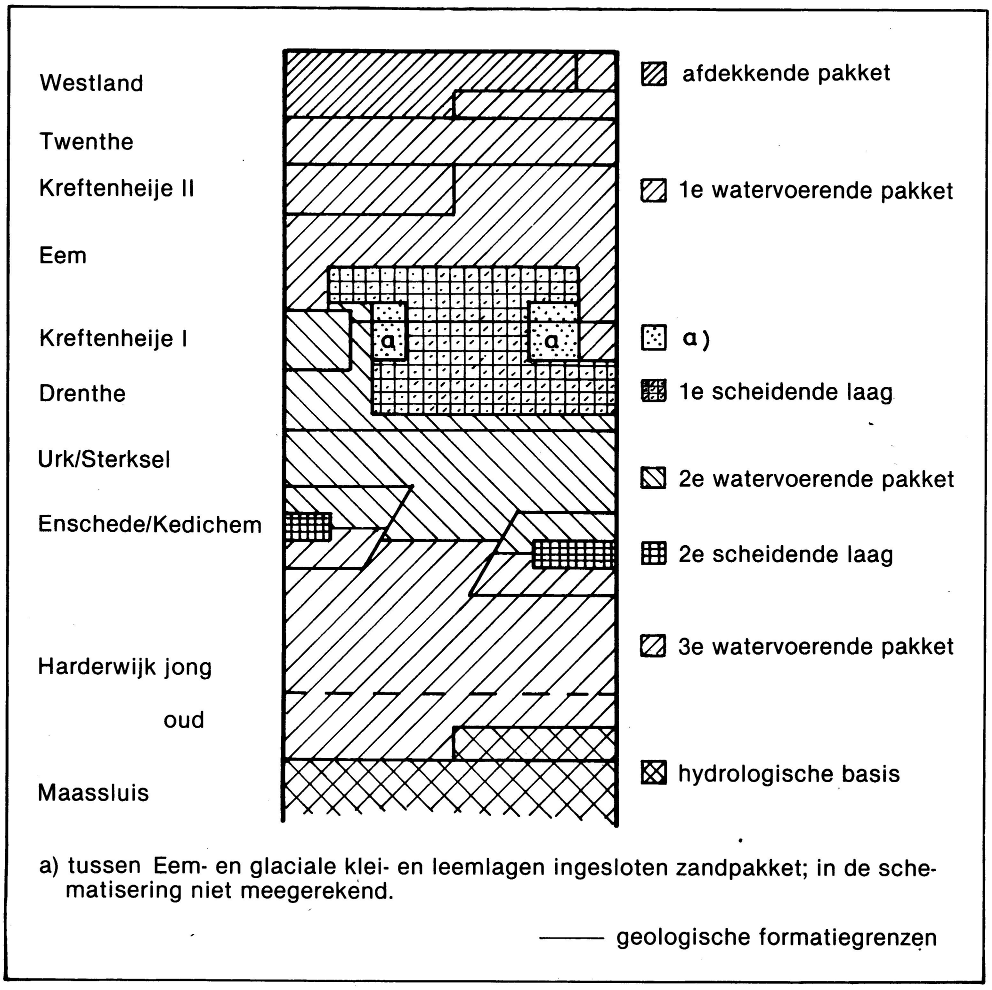
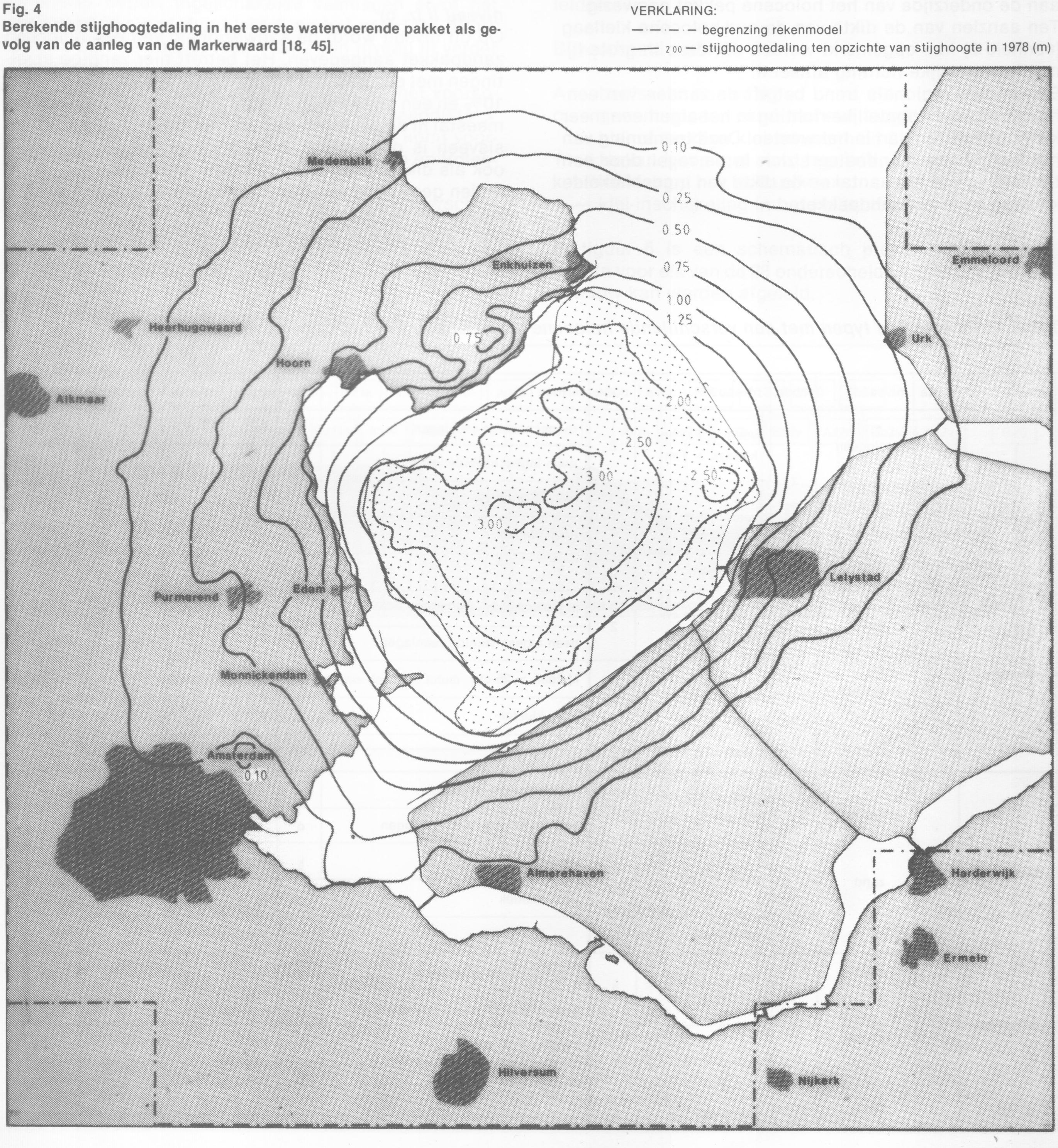


Fig. 3 Geohydrologisch schema [16].

In gebieden, die gedurende de holocene geschiedenis buiten de diepe getijdegeulen hebben gelegen, bestaat de laagopeenvolging globaal gezien uit de volgende eenheden:

1 aan de onderkant een dunne laag compact veen (Basisveen);
2 daarop een kleipakket, veelal gevolgd door:
3 een zandpakket, waarin in de regel enkele dunne kleilaagjes voorkomen. Dit zandpakket wordt naar boven kleiïger. In de grote droogmakerijen (Beemster, Purmer etc.) en in het zuidwestelijke deel van West-Friesland, ligt dit afdekkende kleipakket aan de oppervlakte;
4 daarop volgt een relatief dikke veenlaag, welke beduidend minder compact is dan het Basisveen (Hollandveen). In het veengebied van o.a. Waterland en Zeevang ligt dit veen aan het maaiveld;
5 tenslotte kan een afdekkende kleilaag op het veen voorkomen. Deze kleilaag is in het veengebied van Waterland en Zeevang zeer dun, terwijl deze in West-Friesland zeer dik en zandig ontwikkeld kan zijn.

Fig. 4
Berekende stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket als gevolg van de aanleg van de Markerwaard [18, 45].



Ter plaatse van diepe holocene geulen kan het oud-holocene kleipakket van de hiervoor genoemde eenheid 2 en het Basisveen, alsmede de bovenste meter(s) van het Pleistoceen door erosie ontbreken. In de regel zijn deze geulen relatief zandig opgevuld (eenheid 3).
Daarop kunnen evenals in de buiten de geulen gelegen gebieden veen- en eventueel kleilagen van de eenheden 4 respectievelijk 5 liggen.

Met betrekking tot het voorkomen van het Basisveen kan vermeld worden dat het Basisveen ook buiten de geulen primair kan ontbreken.
Veelal is in dergelijke gevallen wel een dikkere kleilaag aan de onderzijde van het holocene pakket aanwezig.
Ten aanzien van de dikte van de oud-holocene kleilaag (eenheid 2) kan opgemerkt worden dat deze in grote lijnen in westelijke richting afneemt.
Een andere regionale trend betreft de zanden van eenheid 3, welke in oostelijke richting in het algemeen meer kleihoudend zijn dan in het westen. Deze toeneming van het kleigehalte manifesteert zich in de regel door een toeneming van het aantal en de dikte van ingeschakelde kleilaagjes in het zandpakket.

2.5 Schematisatie van het holocene pakket

De holocene afzettingen in het onderzoeksgebied zijn in het kader van dit onderzoek door de Rijks Geologische Dienst, District West, ingedeeld [42].
Deze indeling bevat maximaal 5 niveaus (tabel 1).
Hieronder wordt nader op elk van de niveaus ingegaan:

niveau I (A, B)
Hier wordt onderscheid gemaakt tussen het voorkomen of ontbreken van het Basisveen, een slecht doorlatende laag aan de onderzijde van het holocene pakket. De dikte bedraagt gemiddeld circa 20 cm.

niveau II (z, o)
Op dit niveau wordt de aanwezigheid van een holoceen zandpakket aangegeven. Het betreft hier zandige afzettingen met een geschat lutumpercentage van minder dan 10% en een dikte van minimaal 2 m. Deze zanden worden meestal in de geulsystemen aangetroffen, waarin het Basisveen is geërodeerd, maar kunnen buiten de geulen ook als dikke, plaatvormige lagen voorkomen.
Indien geen zand van bovenbeschreven kwaliteit aanwezig is, dan bestaat het materiaal in het algemeen uit klei en/of zandige klei die direct op het Basisveen ligt.

Tabel 1: Schema van typen met een verschillende holocene profielopbouw in het onderzoeksgebied [42]

niveau I	code	niveau II	code	niveau III	code	niveau IV	code	type	niveau V	code	type
Basisveen aanwezig	A	Holoceen zand	z	veen < 1 m en kleidek > 1 m	2	ingeschakelde veenlagen	v				Az2v
						geen ingeschakelde veenlagen	o				Az2o
				veen > 1 m	1	kleidek > 25 cm	k	Az1k	kleisplit	s	Az1ks
						geen kleidek	o	Az1o	kleisplit	s	Az1os
				geen veen	0						Az0
		geen Holoceen zand	o	veen < 1 m en kleidek > 1 m	2	ingeschakelde veenlagen	v				Ao2v
						geen ingeschakelde veenlagen	o				Ao2o
				veen > 1 m	1	kleidek > 25 cm	k	Ao1k	kleisplit	s	Ao1ks
						geen kleidek	o	Ao1o	kleisplit	s	Ao1os
				geen veen	0						Ao0
Basisveen ontbreekt	B	Holoceen zand	z	veen < 1 m en kleidek > 1 m	2	ingeschakelde veenlagen	v				Bz2v
						geen ingeschakelde veenlagen	o				Bz2o
				veen > 1 m	1	kleidek > 25 cm	k	Bz1k	kleisplit	s	Bz1ks
						geen kleidek	o	Bz1o	kleisplit	s	Bz1os
				geen veen	0						Bz0
		geen Holoceen zand	o	veen < 1 m en kleidek > 1 m	2	ingeschakelde veenlagen	v				Bo2v
						geen ingeschakelde veenlagen	o				Bo2o
				veen > 1 m	1	kleidek > 25 cm	k	Bo1k	kleisplit	s	Bo1ks
						geen kleidek	o	Bo1o	kleisplit	s	Bo1os
				geen veen	0						Bo0

niveau III (0, 1, 2)
Op dit niveau wordt het voorkomen van het Hollandveen aangeduid. Onderscheiden wordt:
- geen veen (0), bijvoorbeeld in de droogmakerijen;
- veen met een laagdikte > 1 m (1), bijvoorbeeld in Waterland, waar een veenpakket van enkele meters dikte (gemiddeld 2,5 à 4 m) op oudere holocene afzettingen ligt;
- veen met een laagdikte < 1 m en een kleidek met een laagdikte > 1 m (2), bijvoorbeeld in West-Friesland waar meestal jongere holocene klei-, zandige klei- of zandlagen op het Hollandveen liggen.

niveau IV (v, o; k, o)
Dit niveau betreft ingeschakelde veenlagen en/of het voorkomen van een dun kleidek op het veen. Op dit niveau worden de categorieën 1 en 2 van niveau III verder uitgesplitst.
- bij categorie III (1) (dik veenpakket) wordt het voorkomen of ontbreken van een kleidek met een laagdikte > 25 cm op het veen onderscheiden (k, o). Dit komt voornamelijk in de omgeving van Monnickendam en Volendam voor;
- bij categorie III (2) worden veenlagen (v, o) onderscheiden, die in het kleipakket boven het Hollandveen zijn ingeschakeld. Deze ingeschakelde veenlagen komen uitsluitend in West-Friesland voor.

niveau V (s, o)
Op dit laatste niveau wordt alleen het voorkomen van een klei-inschakeling (kleisplit) in het Hollandveen, wanneer dit dikker is dan 1 m, onderscheiden. Een dergelijke situatie wordt alleen aangetroffen in het gebied rond Monnickendam. De dikte van deze klei-inschakeling varieert gemiddeld tussen 15 en 50 cm en maximaal tussen 10 en 110 cm.

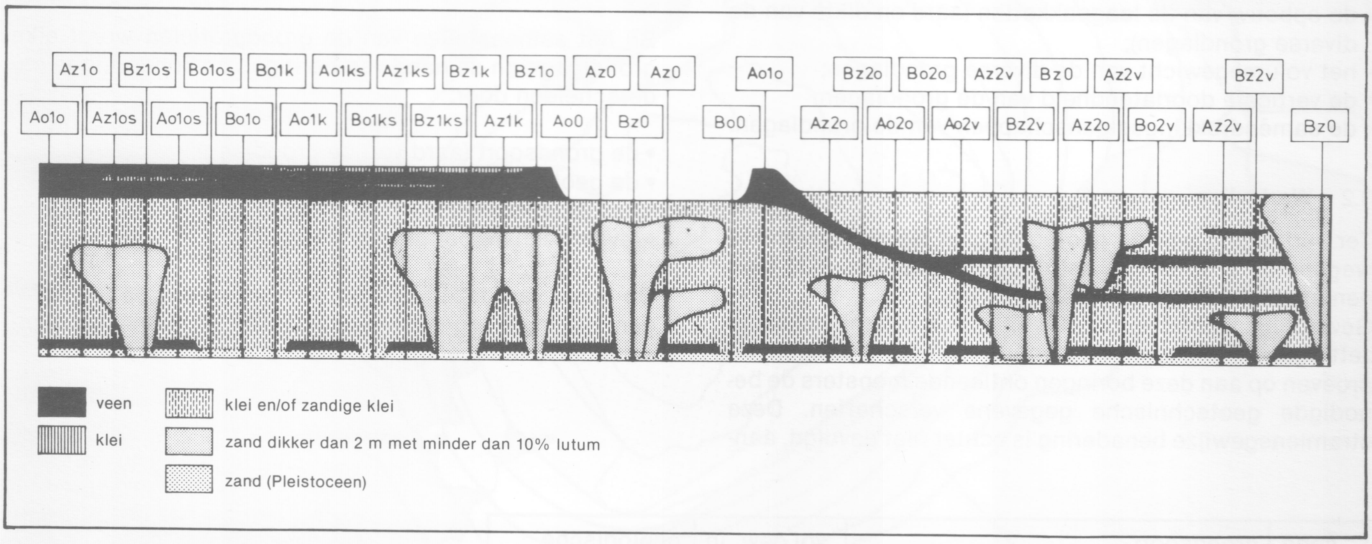
Op deze wijze kunnen in totaal 28 typen met een verschillende holocene profielopbouw worden onderscheiden (zie tabel 1). De codering hiervan is zodanig opgezet, dat de holocene profielopbouw direct uit de codering is af te leiden.

Bijvoorbeeld code Ao1ks:

A — basisveen aanwezig
o — geen holoceen zand met een laagdikte > 2 m, wel klei of zandige klei van eenheid 2
1 — Hollandveen met een laagdikte > 1 m
k — kleidek op het Hollandveen
s — klei-inschakeling in het Hollandveen

In figuur 5 is een schematisch profiel weergegeven, waarin voor elk van de 28 onderscheiden typen de profielopbouw kan worden afgeleid.

Fig. 5 Schematisch profiel van de indeling van het holocene pakket [42].



3 BEPALING VAN GRONDPARAMETERS

3.1 Probleemstelling

Als gevolg van de aanleg van de Markerwaard zullen de stijghoogte van het grondwater in het eerste watervoerende pakket en het freatische vlak dalen. Beide verschijnselen veroorzaken een daling van de waterspanning en derhalve een verhoging van de korrelspanning in het holocene afdekkende pakket. Deze korrelspanningsverhoging leidt tot een zetting van de holocene grondlagen, c.q. een daling van het maaiveld. Wegens de aard van de belastingverhoging – waterspanningsdaling in het eerste watervoerende pakket – zal de zetting beginnen in de onderste grondlagen en zich naar boven toe doorzetten.

Ter berekening van de te verwachten zettingen van de holocene grondlagen dienen de volgende hydrologische en geotechnische basisgegevens bekend te zijn.

Hydrologisch
- de huidige stijghoogte in het eerste watervoerende pakket en het huidige freatische grondwaterniveau;
- de te verwachten daling van de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket en de daaruit volgende daling van het freatische vlak;
- het verloop van de huidige waterspanningen in de holocene grondlagen.

Geotechnisch
- de opbouw van de laagpakketten (aard en dikte van de diverse grondlagen);
- het volumegewicht van de diverse grondlagen;
- de verticale doorlatendheid van de grondlagen;
- de samendrukkingseigenschappen van de grondlagen.

3.2 Werkwijze

Ter verkrijging van de geotechnische basisgegevens is wegens de grootte van het onderzoeksgebied (500 km²) een speciale werkwijze gevolgd.
Gewoonlijk worden voor grondprofielen stramiensgewijs zettingsberekeningen uitgevoerd, waarbij boringen en proeven op aan deze boringen ontleende monsters de benodigde geotechnische gegevens verschaffen. Deze stramiensgewijze benadering is echter niet gevolgd, aangezien deze, teneinde het gehele onderzoeksgebied te bestrijken, een onaanvaardbaar groot aantal boringen en laboratoriumproeven zou vereisen (bijvoorbeeld vier boringen per vierkante kilometer en tien proeven per boring vereisen reeds 2.000 boringen en 20.000 proeven). Derhalve is in dit onderzoek gekozen voor een gebiedsgewijze aanpak. Daarbij dient een antwoord te worden gegeven op de vraag, welke waarden de grondparameters in niet onderzochte gebieden bezitten. Derhalve moet onderzocht worden of er een verantwoorde extrapolatie en/of transponering mogelijk is van de waarden voor grondparameters in wel onderzochte naar niet onderzochte gebieden.

Het gehele onderzoeksgebied (500 km²) is in paragraaf 2.5 voor wat betreft het holocene afdekkende pakket ingedeeld, waarbij een aantal niveaus is onderscheiden. Elk type vertegenwoordigt bij die indeling een, voornamelijk geologisch gezien, karakteristieke profielopbouw. Op grond van geotechnische eigenschappen is deze indeling verfijnd tot een 'grondprofieltypenkaart'.

Elk grondprofieltype wordt na deze verfijning niet alleen gekenmerkt door een vastgelegd grondprofiel (voor het midden van een kavel), maar ook door een bepaalde freatische grondwaterstand en een bepaalde stijghoogte in het eerste watervoerende pakket. In totaal zijn op die manier circa 160 grondprofieltypen onderscheiden.

Bij het samenstellen van de grondprofielen wordt elke grondlaag aan de hand van boringen en sonderingen onderscheiden door:

- de grondsoort (aard van de grondlaag);
- de geologische typering;
- het volumegewicht;
- (eventueel) de conusweerstand.

Op basis van deze gegevens zijn de volgende twaalf lagen, die in de grondprofielen kunnen voorkomen, onderscheiden (zie tabel 2).

code	grondsoort	vol.gew. in kN/m³	geologische typering
1	veen (aan oppervlakte)	10 – 11	Hollandveen
2	veen (tussenlagen)	10 – 11	Hollandveen
3	veen	10 – 11	Basisveen
4	klei (lutum > 25%)	13 – 14,5	
5	klei (lutum > 25%)	14,5 – 16	
6	klei (lutum > 25%)	13 – 14,5	Laag v. Velsen
7	klei (lutum > 25%)	14,5 – 16	Laag v. Velsen
8	klei, licht zandig (lutum 12 – 25%)	16 – 17	
9	klei, sterk zandig (lutum 8 – 12%)	17 – 18	
10	zand (lutum 0 – 8%)	18 – 19	
11	zand	18 – 20	Holoceen
12	zand		Pleistoceen

Tabel 2: Codering grondlagen ten behoeve van het samenstellen van de grondprofielen [9]

Figuur 6 toont een deel van de door de Heidemij vervaardigde grondprofieltypenkaart.

3.3 Toekenning van grondeigenschappen

Bij de bepaling van de voor elke onderscheiden grondlaag geldende grondparameters, spelen twee vragen een rol.

Bezitten twee of meer grondlagen, die volgens tabel 2 onder dezelfde beschrijving vallen, vergelijkbare geotechnische eigenschappen met betrekking tot samendrukbaarheid en waterdoorlatendheid?

De geologische beschrijving in het vorige hoofdstuk geeft aan, dat het holocene pakket in het gehele onderzoeksgebied uniform is opgebouwd. Derhalve wordt gesteld, dat het hier verantwoord is om aan geografisch verspreid liggende grondlagen identieke geotechnische eigenschappen toe te kennen, indien deze grondlagen binnen eenzelfde code volgens tabel 2 vallen.

10^4 dagen (de zogenaamde eindzetting) te bepalen. Speciale aandacht dient te worden besteed aan de samendrukbaarheid van grond onder invloed van kleine belastingverhogingen. Tengevolge van de stijghoogtedaling worden in het holocene pakket door de aanleg van de Markerwaard namelijk korrelspanningsverhogingen (= belastingverhogingen) verwacht van 0 – 15 kN/m².
De gebruikelijke methode ter bepaling van de samendrukbaarheid van een grondlaag is het uitvoeren van samendrukkingsproeven in het laboratorium op grondmonsters, die voor deze grondlaag representatief worden geacht.

Met tussenpozen van circa 7 dagen worden vier à vijf belastingen op het monster aangebracht waarna het zettingsverloop in de tijd wordt gemeten (zie figuur 7; N.B. nulstand zakkingshorloge = 1,00 mm).
Uit de waargenomen zettingen wordt het zettingsverloop in de tijd geëxtrapoleerd tot $t = 10^4$ dagen (zie figuur 7).

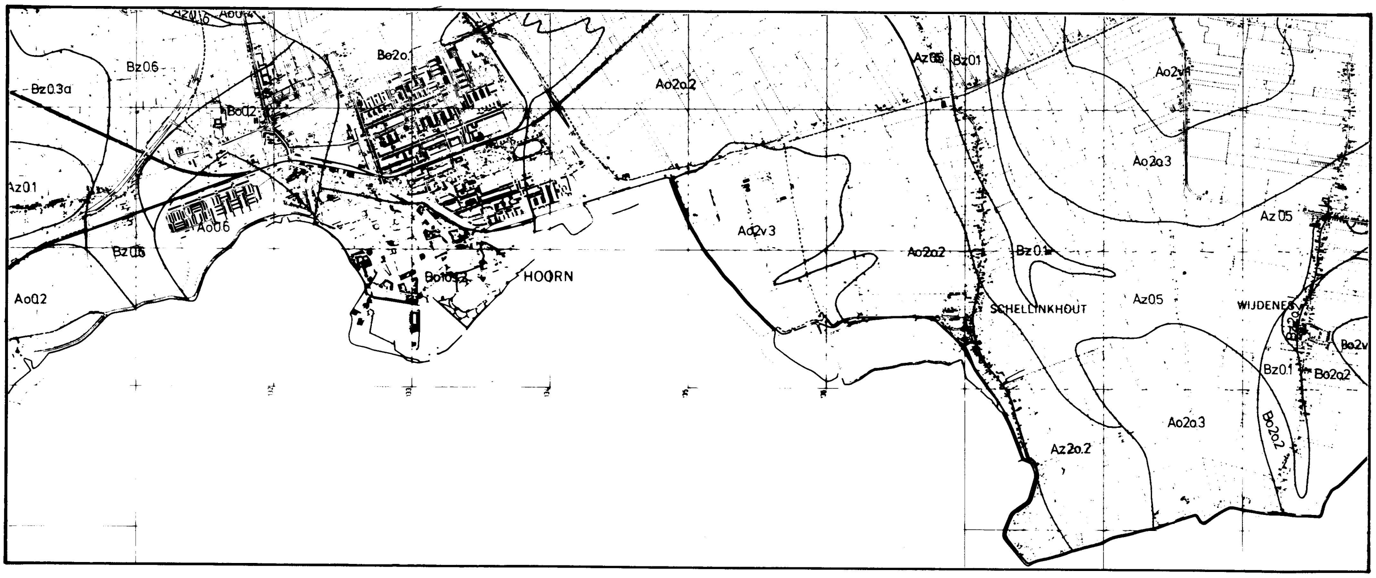


Fig. 6 Deel van de grondprofieltypenkaart [9].

Nu de eerste vraag bevestigend beantwoord blijkt te kunnen worden, kan de tweede vraag als volgt worden geformuleerd.

Welke waarden bezitten grondparameters als samendrukkingsconstante en waterdoorlatendheid, gesplitst naar de onderscheiden grondlagen?

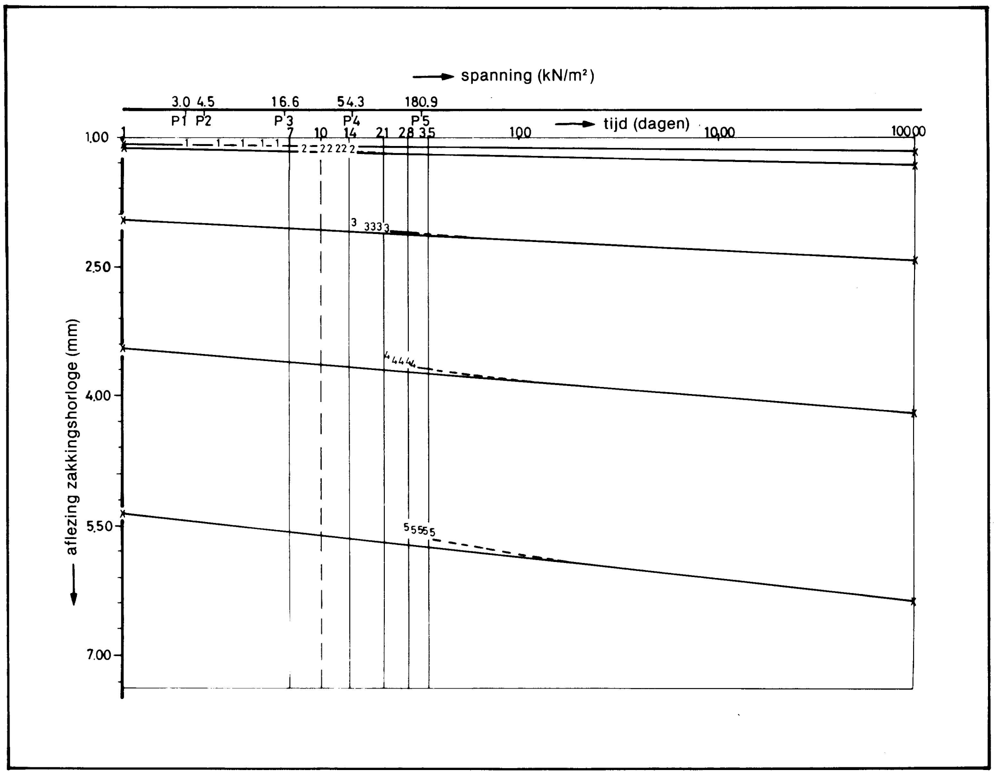
In het hierna volgende zal uiteengezet worden hoe voor elke grondlaag vastgelegde waarden betreffende de samendrukkingsconstante en de waterdoorlatendheid kunnen worden bepaald.

3.4 Aanpak van de verwerking van samendrukkingsproeven

Als doel is gesteld per onderscheiden grondlaag de samendrukkingsconstante, die behoort bij een zetting in

Hieruit is het last-zakkingsdiagram af te leiden voor bijvoorbeeld:
- $t = 1$ dag (zie lijn 1 in figuur 8);
- $t = 10$ dagen (zie lijn 2 in figuur 8);
- $t = 10^4$ dagen (zie lijn 3 in figuur 8).

In het vervolg wordt slechts gerekend met het last-zakkingsdiagram voor $t = 10^4$ dagen, aangezien thans alleen de eindzetting (= zetting in 10^4 dagen) wordt beschouwd. In figuur 9 is dit last-zakkingsdiagram weergegeven, waarbij op de verticale as de zakking van het monster is aangegeven in plaats van de aflezing van het zakkingshorloge.

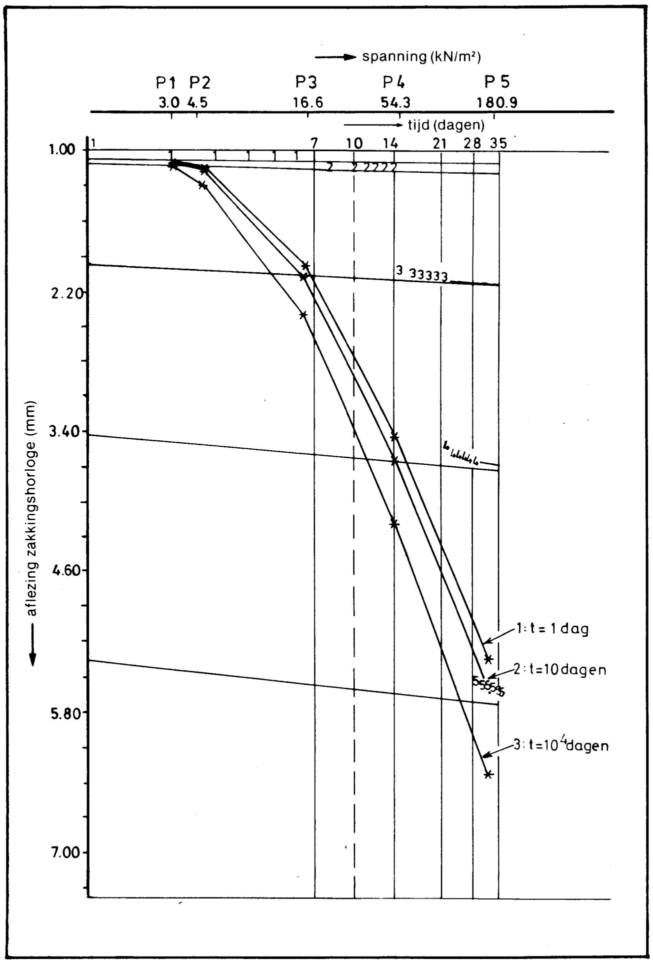


VERKLARING:

3: aflezing van het zakkingshorloge gedurende de derde belastingtrap

Fig. 7
Meting van de zettingen bij een samendrukkingsproef [33].

Fig. 8
Afgeleide last-zakkingsdiagrammen bij een samendrukkingsproef [33].



Per belastingtrap wordt de samendrukkingsconstante C bepaald met behulp van de zettingsformule van Koppejan [20]:

$$z_t = \frac{h}{C} \cdot \ln \frac{p + \Delta p}{p} \text{ (waarbij } \frac{1}{C} = \frac{1}{C_p} + \frac{4}{C_s}\text{)},$$

zodat bijvoorbeeld (zie figuur 9):

C_{23} = samendrukkingsconstante die behoort bij de belastingtrap $p_2 \rightarrow p_3$

h = de oorspronkelijke monsterhoogte

z_{23} = zetting ten gevolge van de belastingverhoging van p_2 naar p_3, waarbij $\Delta p = p_3 - p_2$.

Indien het belastingtraject p_1 tot p_5 (3 – 180 kN/m²) in plaats van in vier trappen in een oneindig aantal trappen zou zijn opgebracht, wordt verondersteld dat de in figuur 9 getekende – discontinue – last-zakkingslijn over gaat in de vloeiende kromme van figuur 10.

Op grond van de 'middelwaardestelling' wordt gesteld, dat de raaklijn aan deze kromme in het punt M evenwijdig loopt aan de koorde tussen A en B, waarbij M – in de richting van de horizontale as gezien – midden tussen A en B ligt.
Met behulp van de redenering:

- de C-waarde C_{23} werd reeds toegekend aan de belastingtrap $p_2 \rightarrow p_3$;
- de C-waarde is evenredig met de tangens van de hoek, die de koorde AB met de horizontale as maakt;

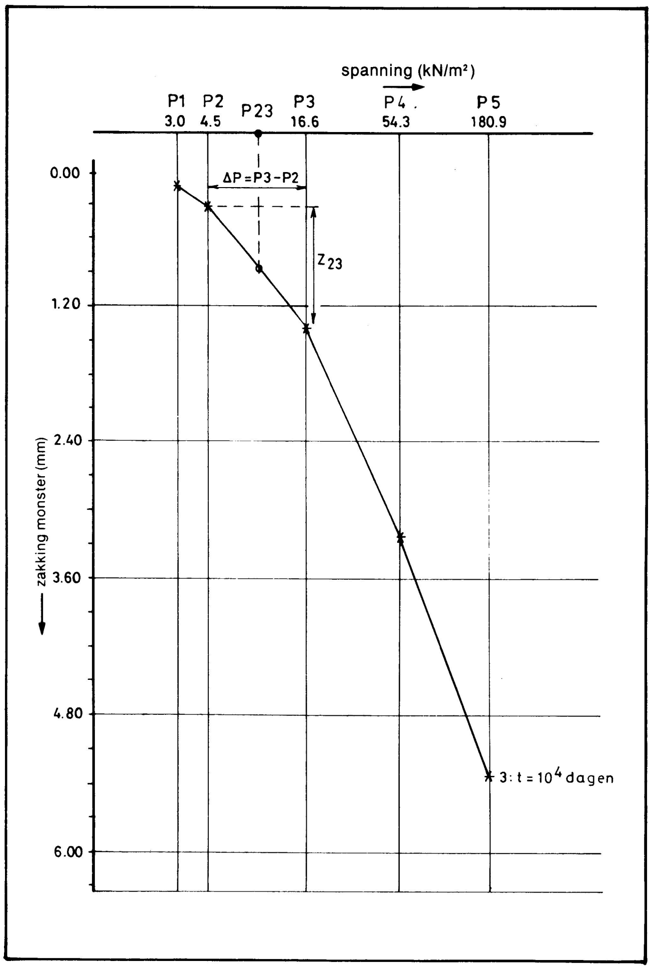


Fig. 9 **Bepaling van de samendrukkingsconstante C bij een samendrukkingsproef [33].**

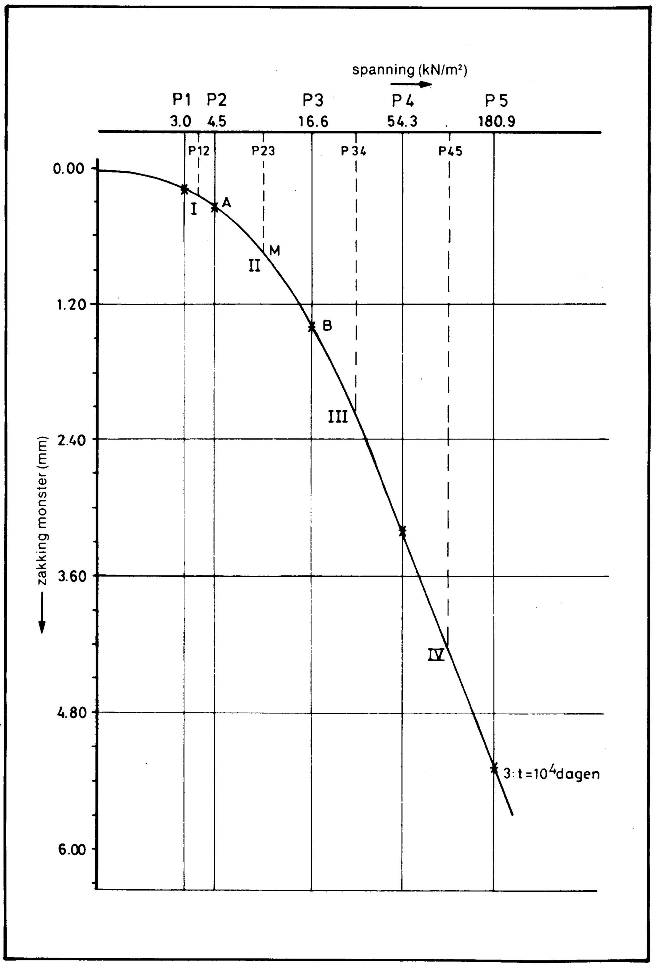


Fig. 10 **Last-zakkingsverloop bij een samendrukkingsproef [33].**

- p_{23} ligt meetkundig gezien midden tussen p_2 en p_3 (de rekenkundige waarde van p_{23} bedraagt $\sqrt{p_2 \cdot p_3}$ (het zogenaamde logaritmische gemiddelde)),

wordt de C-waarde C_{23} gekoppeld aan de 'belasting' p_{23}. Per belastingtrap kan nu de C-waarde worden bepaald en worden toegekend aan

$p_{n\,n+1} = \sqrt{p_n \cdot p_{n+1}}$ (zie figuur 10):

- punt I: $p_1 \rightarrow p_2$: $C_{12} = 50$ en $p_{12} = \sqrt{p_1 \cdot p_2} = 3{,}7$ kN/m²
- punt II: $p_2 \rightarrow p_3$: $C_{23} = 23$ en $p_{23} = \sqrt{p_2 \cdot p_3} = 8{,}6$ kN/m²
- punt III: $p_3 \rightarrow p_4$: $C_{34} = 13$ en $p_{34} = \sqrt{p_3 \cdot p_4} = 30{,}0$ kN/m²
- punt IV: $p_4 \rightarrow p_5$: $C_{45} = 11$ en $p_{45} = \sqrt{p_4 \cdot p_5} = 99{,}1$ kN/m²

In figuur 11 zijn deze C-waarden uitgezet tegen $\sqrt{p_n \cdot p_{n+1}}$: de vier punten zijn met kruisjes aangegeven (N.B. $\sqrt{p_n \cdot p_{n+1}}$ is hier op een lineaire schaal uitgezet).

De vraag, hoe de holocene grondlagen belast zullen worden door de aanleg van de Markerwaard, behoeft aan de hand van enkele punten nog enige toelichting, alvorens deze kan worden beantwoord.

1 Meestal wordt bij het uitvoeren van samendrukkingsproeven de eerste (en soms ook de tweede) belasting beneden de terreinspanning gekozen. Het doel hiervan is het bepalen van het belastingniveau
   - waar beneden het grondmonster relatief stijf reageert en
   - waar boven het grondmonster relatief slap reageert.

2 Indien het grondmonster is gestoken in een grondlaag, die wel is geconsolideerd en niet is voorbelast, is het belastingniveau (zie 1) gelijk aan de terreinspanning, die behoort bij die geconsolideerde situatie (stationaire grondwaterstroming).

3 Er wordt van uitgegaan, dat alle holocene grondlagen zijn geconsolideerd, aangezien verondersteld mag worden, dat de in de huidige situatie niet geconsolideerde grondlagen in verband met de lange tijdspanne tot inpoldering aangepast zullen zijn bij aanvang van de aanleg van de Markerwaard.

4 Behalve in de nabijheid van gedichte gasbronnen is er geen reden om te veronderstellen, dat de holocene grondlagen in het onderzoeksgebied in het verleden onderworpen zijn geweest aan een 'voorbelasting', dat wil zeggen dat er in het verleden een hogere verticale korrelspanning heeft geheerst. Dit betekent, dat de holocene grondlagen in het algemeen niet zijn belast boven de huidige terreinspanning (= de huidige verticale korrelspanning behorende bij de laagst voorkomende grondwaterstand in de geconsolideerde situatie).

In de uit te voeren zettingsberekeningen zullen de holocene grondlagen derhalve 'voor het eerst' worden belast boven de hiervoor genoemde terreinspanning. Het gaat hierbij om korrelspanningsverhogingen van 0 tot 15 kN/m².

In de samendrukkingsproef die als voorbeeld is genomen (zie de figuren 7 t/m 12), is de eerste belasting p_1 nét onder de terreinspanning (= 4 kN/m²) gekozen en de tweede belasting p_2 net boven de terreinspanning. Bij deze eerste belastingtrap reageert het grondmonster inderdaad 'stijf': de C-waarde is hoog (= 50).

Gezien het in de punten 1 t/m 4 betoogde, dient deze eerste belastingtrap niet beschouwd te worden bij de bepaling van de samendrukkingseigenschappen: het gaat immers om het gedrag direct boven de terreinspanning.

Indien de resultaten van een samendrukkingsproef representatief gesteld kunnen worden voor de gehele grondlaag waaraan het grondmonster is ontleend, kan een last-zakkingsdiagram voor deze grondlaag worden gegeven. Dit last-zakkingsdiagram geldt dan voor belastingverhogingen boven de terreinspanning (zie figuur 12).

3.5 Resultaten van de verwerking van samendrukkingsproeven

De uitvoering van de zettingsberekeningen is gebaseerd op de zettingsformule van Koppejan:

$$z_t = \sum_{i}^{N} \frac{h_i}{C_i} \cdot \ln \frac{p_i + \Delta p_i}{p_i}, \text{ waarin:}$$

z_t = zetting grondprofiel in t dagen
N = aantal onderscheiden grondlagen
h_i = dikte per onderscheiden grondlaag
C_i = samendrukkingsconstante per onderscheiden grondlaag
p_i = de huidige korrelspanning per onderscheiden grondlaag
Δp_i = de korrelspanningsverhoging per onderscheiden grondlaag

Indien per grondlaag de C-waarde bekend is, kan deze formule worden toegepast.

In de in paragraaf 3.4 vermelde aanpak is de C-waarde gekoppeld aan $p_{n\,n+1} = \sqrt{p_n \cdot p_{n+1}}$: per grondlaag is een zekere relatie gelegd tussen de C-waarde en het 'spanningsniveau'.

In figuur 11 wordt deze relatie in beeld gebracht op basis van vier waarnemingen, waarvan de eerste vervalt wegens het feit, dat het grondmonster beneden de terreinspanning is belast. De gevonden lijn is echter onbetrouwbaar wegens het geringe aantal waarnemingen.

Teneinde nu per grondlaag een betrouwbare relatie te vinden tussen de C-waarde en het spanningsniveau, is het noodzakelijk de resultaten van een groot aantal samendrukkingsproeven volgens de in het voorgaande vermelde aanpak te 'bewerken'. Dit is geschied door middel van het bewerken van de resultaten van:

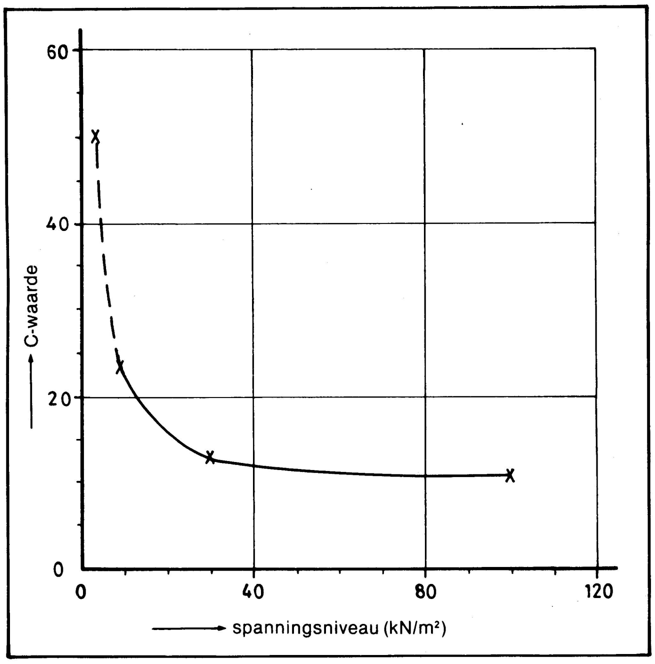
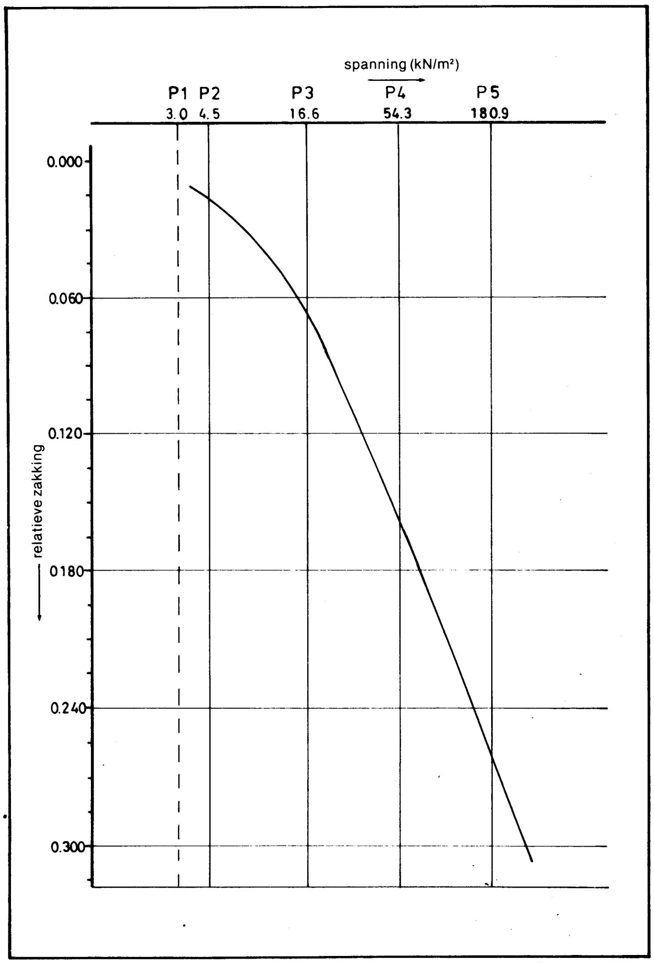


Fig. 11 Relatie C-waarde en korrelspanningsniveau [33].

Fig. 12 Relatieve zakking z_t/h bij een samendrukkingsproef [33].



- 490 samendrukkingsproeven, die in het verleden zijn uitgevoerd op grondmonsters, die aan boringen in het onderzoeksgebied zijn ontleend [31, 33];
- 130 samendrukkingsproeven, die in het voorjaar van 1981 speciaal voor dit onderzoek zijn uitgevoerd [29, 30].

Deze bewerking heeft achtereenvolgens bestaan uit:

1 Het per proef beschrijven van de resultaten van elke belastingtrap door middel van de vier variabelen:
   - volumegewicht γ
   - terreinspanning σ_t
   - 'spanningsniveau' $\sqrt{p_n \cdot p_{n+1}}$
   - samendrukkingsconstante C (C-waarde).
2 Het verzamelen van deze 'getallenkwartetten' in een bestand.
3 Het met behulp van een computer-sorteerprogramma verwerken van dit bestand tot relatiediagrammen die voor de onderscheiden grondlagen (beschreven door γ en σ_t) het verband tussen C en $\sqrt{p_n \cdot p_{n+1}}$ aangeven.

Het resultaat van deze 'bewerking' is afgebeeld in figuur 13.

Als toelichting op het onder 1 vermelde dient het volgende:

- wegens de relatief geringe belastingverhogingen, is het van primair belang het gedrag van een grondmonster direct na de terreinspanning te analyseren (Δp = 0 à 15 kN/m²). In het algemeen zijn samendrukkingsproeven echter opgebouwd uit grotere belastingtrappen (Δp = 10 à 80 kN/m²). Bovendien worden de resultaten van een samendrukkingsproef, waarbij de belastingtrappen zeer klein worden gekozen (bijvoorbeeld < 5 kN/m²), snel onbetrouwbaar;
- grondlagen met een zelfde volumegewicht, maar met een verschillende geologische typering, dienen onderscheiden te worden (bijvoorbeeld klei van de afdekkende laag en klei behorende tot de Laag van Velsen).
  In het onderzoeksgebied zijn de diverse lagen horizontaal afgezet: de ene laag komt altijd dieper in het profiel voor dan de andere. Derhalve kunnen de grondlagen onderscheiden worden door de grootte van de terreinspanning erin te betrekken. Dit impliceert dat een grondlaag voldoende omschreven is door de combinatie van volumegewicht γ en terreinspanning σ_t.

Bij het verwerken van het bestand is de relatie ten opzichte van $\sqrt{p_n \cdot p_{n+1}}$ in vier categorieën gesplitst:

1 $\sigma_t < \sqrt{p_n \cdot p_{n+1}} < \sigma_t + 10$ (in kN/m²)
2 $\sigma_t + 5 < \sqrt{p_n \cdot p_{n+1}} < \sigma_t + 15$
3 $\sigma_t + 10 < \sqrt{p_n \cdot p_{n+1}} < \sigma_t + 25$
4 $\sigma_t + 25 < \sqrt{p_n \cdot p_{n+1}}$

waarbij in alle gevallen tevens als voorwaarde werd gesteld:

$$\sigma_t < p_n$$

Met het bovenstaande wordt bewerkstelligd, dat:
- geen belastingtrappen beneden de terreinspanning worden verwerkt;
- het gedrag van een grondlaag onder geringe belastingverhogingen kan worden onderscheiden van het gedrag onder grote belastingverhogingen;
- geologisch onderscheiden lagen bij de eerste drie categorieën niet worden vermengd.

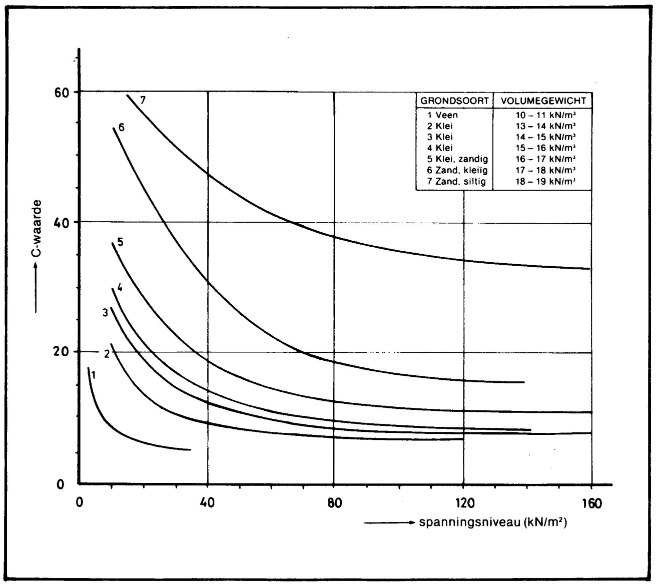


Fig. 13 Relatie samendrukkings'constante' en korrelspanningsniveau [33].

Het subtiele onderscheid tussen de eerste twee categorieën is aangebracht om de invloed van onnauwkeurigheden in de bepaling van de terreinspanning σ_t te kunnen elimineren.

Het eindresultaat zoals weergegeven in figuur 13, is samengesteld uit de lijnen die worden gevonden voor de eerste drie categorieën. Deze relatiediagrammen zijn derhalve alleen toepasbaar bij zettingsberekeningen, waarbij de belastingverhogingen kleiner zijn dan circa 25 kN/m².
Bij het eindresultaat wordt een achttal grondlagen onderscheiden (zie tabel 3).

Tabel 3: Grondlagencodering ten behoeve van de bepaling van grondparameters [33]

1	veen	(γ = 10 – 11 kN/m³)
2	klei	(γ = 13 – 14 kN/m³)
3	klei	(γ = 14 – 15 kN/m³)
4	klei	(γ = 15 – 16 kN/m³)
5	klei, licht zandig	(γ = 16 – 17 kN/m³)
6	klei, sterk zandig	(γ = 17 – 18 kN/m³)
7	zand, kleiïg	(γ = 18 – 19 kN/m³)
8	zand, siltig	(γ = 19 – 21 kN/m³) (C > 80)

De codering in tabel 3 wijkt af van die in tabel 2. Wanneer in tabel 3 echter onderscheid wordt gemaakt in terreinspanning, gaat deze tabel vanzelf over in tabel 2. Overigens blijkt wel, dat er geen discontinuïteiten voorkomen in het gedrag van bijvoorbeeld 'veen aan de oppervlakte' en 'veen in tussenlagen'.

De in figuur 13 gepresenteerde relaties (lijnen) stellen een gemiddelde voor uit een groot aantal waarnemingen

4 VERWACHTE ZETTINGEN IN 30 JAAR

4.1 Zettingsberekeningen

Volgens de in het vorige hoofdstuk vermelde aanpak zijn zettingsberekeningen uitgevoerd voor de 160 onderscheiden grondprofielen ten gevolge van zowel de in het geohydrologisch onderzoek berekende, als van een fictieve stijghoogtedaling van 1,0 m in het eerste watervoerende pakket. De volgende uitgangspunten en gegevens zijn daarbij gehanteerd:

1 De huidige waterspanningslijn wordt bepaald door de huidige gemiddeld laagste grondwaterstand en de huidige stijghoogte in het eerste watervoerende pakket (glg = 0,20 m – polderpeil).
2 De toekomstige waterspanningslijn wordt bepaald door de stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket [18] en de berekende waarde met betrekking tot de daling van het freatische vlak [10].
3 Er is rekening gehouden met het 'effect van onder water zakken'. Dit effect resulteert in een vermindering van de korrelspanningsverhoging als gevolg van:
   - de in de grondlagen optredende zetting
   - het onder water zakken van de grondlagen.

   In een volledig verzadigd grondprofiel kan het effect in rekening worden gebracht door te stellen, dat de korrelspanningsverhoging ten gevolge van de waterspanningsdaling op elk niveau tussen het huidige freatische grondwaterniveau en de onderkant van het holocene pakket dient te worden verminderd met het gewicht aan uit het grondprofiel gedreven water, met andere woorden:

   $(p_i + \Delta p_i)^1 = (p_i + \Delta p_i) - z_{mv} \cdot \gamma_w$

   met:

   p_i = huidige korrelspanning
   Δp_i = korrelspanningsverhoging
   z_{mv} = de resulterende maaivelddaling
   $(p_i + \Delta p_i)$ = toekomstige korrelspanning (in eerste instantie)
   $(p_i + \Delta p_i)^1$ = uiteindelijke toekomstige korrelspanning
   γ_w = volumegewicht van water

   Dit effect vereist derhalve een iteratieve zettingsberekening.
4 De zettingsberekeningen zijn uitgevoerd onder toepassing van de korrelspanningsafhankelijke C-waardengrafiek en de korrelspanningsafhankelijke k_v-waardengrafiek.

4.2 Resultaten

Met de aan het geotechnisch rapport van de Heidemij [9] ontleende figuren 16, 17 en 18 zijn de resultaten van de zettingsberekeningen voor de 160 grondprofieltypen weergegeven.

Figuur 16 toont de berekende zetting in 30 jaar van de holocene samendrukbare lagen op basis van de berekende uiteindelijke stijghoogtedalingen in het eerste watervoerende pakket. Deze zetting manifesteert zich als (ongehinderde) daling van het maaiveld. De figuur betreft derhalve de 'vrije maaivelddalingenkaart' van het onderzoeksgebied.

Figuur 17 toont de berekende zetting in 30 jaar van de holocene samendrukbare lagen op basis van een overal fictief aanwezige stijghoogtedaling van 1,0 m in het eerste watervoerende pakket. Op deze manier is de zettingsgevoeligheid van de 160 grondprofieltypen onderzocht. De figuur betreft derhalve de 'zettingsgevoeligheidskaart' van het onderzoeksgebied.

Figuur 18 geeft een voorbeeld van de relatie tussen de grootte van de stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket en de grootte van de daling van het maaiveld. Deze relatiediagrammen zijn opgesteld voor alle 160 grondprofieltypen. In de figuur is tevens de band getekend, die geldt voor de berekende zetting van het betreffende grondprofieltype. Op de betekenis van deze band wordt in het volgende hoofdstuk ingegaan.

Uit de berekeningsresultaten blijkt dat de grootste maaivelddalingen zullen optreden ten noorden van Volendam en in de omgeving van Wijdenes (7-12 cm).
Op 3 à 5 km vanaf het randmeer landinwaarts zijn zettingen berekend van 2 tot 5 cm.
Op 10 à 15 km afstand vanaf het randmeer landinwaarts zijn verwaarloosbare zettingen berekend (0-1 cm).

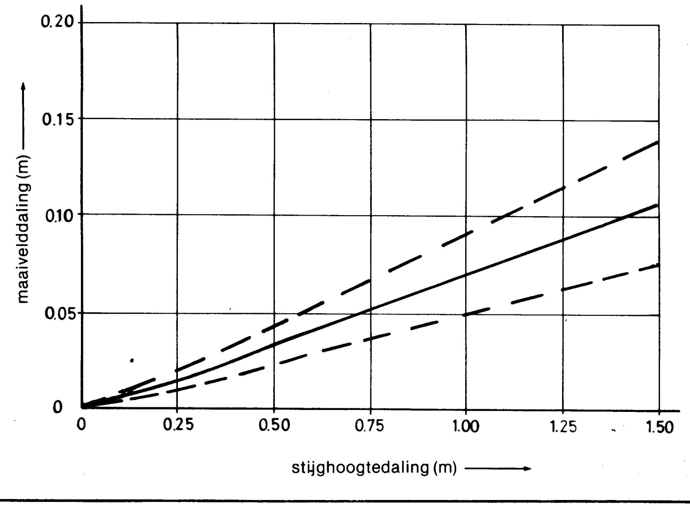


Fig. 18
Relatiediagram maaivelddaling-stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket [9].

HOORN
Hoornsche Hop
Medemblik
ENKHUIZEN

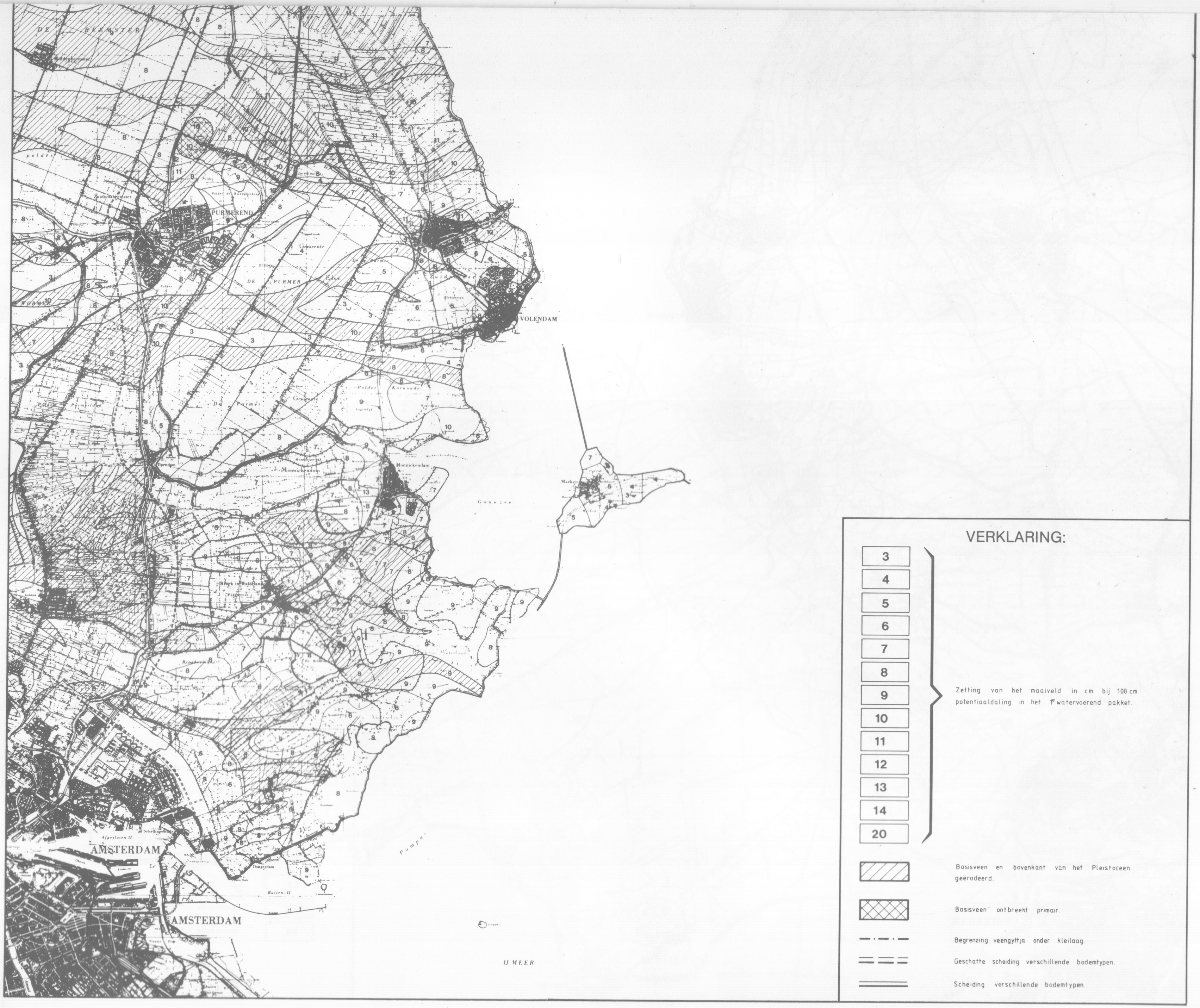


Fig. 17 Berekende grootte van de zettingen als gevolg van 1,0 m stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket [9].

ENKHUIZEN
HOORN
Hoornsche Hop
Medemblik
N

Fig. 16 Berekende grootte van de 'vrije' maaivelddalingen als gevolg van de aanleg van de Markerwaard [9, 45].

5 BETROUWBAARHEID VAN DE RESULTATEN VAN DE ZETTINGSBEREKENINGEN

5.1 De gevolgde methode

Het onderzoeksgebied is ingedeeld in deelgebieden (grondprofieltypen), die elk afzonderlijk min of meer homogeen zijn qua grondgelaagdheid en grondwaterregime. Dit betekent dat een deelgebied met een bekende variatie in de onderscheiden eigenschappen kan worden geschematiseerd als behorende tot één verticaal.

Eerder is reeds vermeld, dat het gehele onderzoeksgebied op dezelfde wijze is ontstaan. Derhalve wordt er van uitgegaan, dat – geologisch gezien – overeenkomstige grondlagen in alle deelgebieden vergelijkbare eigenschappen bezitten. Het transponeren van de bij grondlaag A op plaats X gevonden grondparameters naar grondlaag A op plaats Y is dan verantwoord. Tevens is het dan verantwoord de resultaten van alle laboratoriumproeven, die zijn uitgevoerd op monsters uit grondlaag A, bij elkaar te voegen.
Door deze werkwijze wordt het aantal waarnemingen in de steekproef, waaruit schattingen van de verwachtingswaarden voor C en k_v per grondlaag worden bepaald, aanzienlijk vergroot. Als gevolg daarvan neemt de betrouwbaarheid van deze schattingen toe.

Voor elk grondprofiel is de zetting berekend met behulp van de formule:

$$z_B = \sum_i^N z_i = \sum_i^N \beta_i \cdot \frac{h_i}{C_i} \cdot \ln \frac{p_i + \Delta p_i}{p_i}$$

waarin:
- z_B = berekende zetting van het grondprofiel
- z_i = berekende zetting per onderscheiden grondlaag
- N = aantal onderscheiden grondlagen
- h_i = dikte per onderscheiden grondlaag
- C_i = samendrukkings'constante' per onderscheiden grondlaag
- p_i = de huidige korrelspanning per onderscheiden grondlaag
- Δp_i = de korrelspanningsverhoging per onderscheiden grondlaag
- β_i = de modelfactor per onderscheiden grondlaag.

De modelfactor β is een maat voor de onzekerheid met betrekking tot de procedure die is gevolgd om aan de hand van de uitgevoerde metingen (sonderingen en boringen) de grondsoort in een onderscheiden laag vast te stellen.

Bij de samenstelling van de grondprofielen zijn de uiteindelijk gekozen waarden voor h_i, p_i en Δp_i bepaald als gemiddelde waarden uit de verrichte 'waarnemingen'. Ten aanzien van h_i, p_i en Δp_i moet met een bepaalde variatie worden gerekend, omdat de grondgelaagdheid in het algemeen een zeer heterogeen gegeven is. Tevens is uit de 'waarnemingen' (boringen en sonderingen) de grondsoort in de onderscheiden laag afgeleid. Aan de hand hiervan worden een C-waarde en een k_v-waarde toegekend. De modelfactor β geeft aan, hoe goed deze toekenning van eigenschappen is gelukt.

Een indicatie omtrent de betrouwbaarheid van de resultaten van de zettingsberekeningen kan worden gegeven, wanneer de variatiecoëfficiënten van de factoren h_i, C_i, p_i, Δp_i en β_i bekend zijn.
De grootte van de variatiecoëfficiënten van h_i, p_i en Δp_i is bepaald door zettingsberekeningen voor een dertigtal boringen uit te voeren en de resultaten te vergelijken met de grondprofieltypen, waar deze toe behoren.
Hoewel de 'totale dikte van het grondprofiel' H ($= \Sigma h_i$) niet rechtstreeks in de zettingsberekening zit verwerkt, wordt deze grootheid met het oog op een waarschijnlijke correlatie met de variabele h_i eveneens in deze beschouwing betrokken.
Uit deze berekeningen komen de volgende waarden voor de variatiecoëfficiënten naar voren:

V_{h_i} = 0,34
V_{p_i} = 0,20
$V_{\Delta p_i}$ = 0,25
V_H = 0,09 ($H = \sum_i^N h_i$ = totale dikte grondprofiel).

De variatiecoëfficiënt van β_i is benaderd door er van uit te gaan, dat bij de toekenning van de eigenschappen aan een grondlaag niet de 'juiste' aard van de grondlaag wordt gehanteerd, maar die van een naastgelegen grondlaag; bijvoorbeeld een grondlaag aangeduid met 'klei γ = 13,0 – 14,5 kN/m³' in plaats van met 'klei γ = 14,5 – 16,0 kN/m³'. Hieruit volgt een variatiecoëfficiënt van β_i:

V_{β_i} = 0,20

Bij bovenstaande bepaling wordt verondersteld, dat h_i, p_i, Δp_i, H en β_i van elkaar onafhankelijke grootheden zijn. Dit is niet juist. De grootheden h_i, p_i, Δp_i, β_i en C_i zijn met elkaar, maar ook met h_j, p_j, Δp_j, β_j en C_j gecorreleerd, waarbij j een willekeurige andere grondlaag voorstelt. De mate van correlatie tussen deze parameters is moeilijk te bepalen. Eén geval van correlatie is echter redelijk te benaderen, namelijk de correlatie tussen h_i en h_j.

Deze correlatie leidt tot een 'reductie' van de variatiecoëfficiënt van h_i. De reductiefactor kan door middel van enige rekenkundige bewerkingen worden benaderd en ligt rond 0,6. Derhalve wordt in het vervolg voor de variatiecoëfficiënt van h_i aangehouden 0,6. 0,34 = 0,20.

De in de bepaling van de betrouwbaarheid te verwerken variatiecoëfficiënten bedragen derhalve:

V_{h_i} = 0,20
V_{p_i} = 0,20
$V_{\Delta p_i}$ = 0,25
V_{β_i} = 0,20

terwijl $V_{C_i} = \frac{0,35}{\sqrt{m}} = \frac{0,35}{\sqrt{100}} = 0,04$

waarin m het aantal waarnemingen is (zie paragraaf 3.5).

De eerder genoemde berekeningen voor een dertigtal boringen leverden tevens als resultaat op, dat de voor deze boringen uitgerekende zettingen voor circa 90% van de

berekeningen binnen de 'band' vielen, die gold voor de berekende zetting van de betreffende grondprofieltypen: namelijk $z_R = z_B (1 \pm 0{,}30)$. Hierin stelt z_R de reëel te verwachten zetting voor (zie figuur 18).

5.2 Bepaling van de betrouwbaarheid van de berekeningsresultaten

De toegepaste formule luidt:

$$z_B = \sum_i^N z_i = \sum_i^N \beta_i \cdot \frac{h_i}{C_i} \cdot \ln \frac{p_i + \Delta p_i}{p_i} \approx \sum_i^N \beta_i \cdot \frac{h_i}{C_i} \cdot \frac{\Delta p_i}{p_i}$$

aangezien $\ln \frac{p + \Delta p}{p} \approx \frac{\Delta p}{p}$ indien $\Delta p << p$.

Per grondlaag wordt de zetting benaderd door:

$$z_i = \beta_i \cdot \frac{h_i}{C_i} \cdot \frac{\Delta p_i}{p_i} .$$

Voor de variatiecoëfficiënt van een produkt geldt:

$$V = \sqrt{V^2_1 + V^2_2 + \ldots + V^2_N}, \text{ zodat}$$

$$V_{z_i} = \sqrt{V^2_{h_i} + V^2_{p_i} + V^2_{\Delta p_i} + V^2_{C_i} + V^2_{\beta_i}}$$

$$= \sqrt{0{,}20^2 + 0{,}20^2 + 0{,}25^2 + 0{,}04^2 + 0{,}20^2} = 0{,}43.$$

De standaardafwijking van de zetting per grondlaag is dan:

$$\sigma_{z_i} = V_{z_i} \cdot z_i = 0{,}43\, z_i .$$

Voor de totale zetting per grondprofiel geldt:

$$z_B = z_1 + z_2 + z_3 + \ldots + z_N .$$

De standaardafwijking van een som kan worden bepaald aan de hand van de rekenregel:

$$\sigma^2 = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + \ldots + \sigma_N^2},$$

zodat de standaardafwijking van de gesommeerde zetting z_B wordt:

$$\sigma_{z_B} = \sqrt{\sigma_{z_1}^2 + \sigma_{z_2}^2 + \ldots + \sigma_{z_N}^2}$$

$$= \sqrt{(V_1 \cdot z_1)^2 + (V_2 \cdot z_2)^2 + \ldots + (V_N \cdot z_N)^2} .$$

De variatiecoëfficiënt is voor alle grondlagen hetzelfde gesteld (namelijk 0,43), zodat:

$$\sigma_{z_B} = V_i \cdot \sqrt{z^2_1 + z^2_2 + \ldots + z^2_N} =$$

$$0{,}43 \cdot \sqrt{z^2_1 + z^2_2 + \ldots + z^2_N} .$$

De grootte van de standaardafwijking σ_{z_B} blijkt afhankelijk van de grootte van de term $\sqrt{z_1^2 + z_2^2 + \ldots + z_N^2}$, met andere woorden van:

- het aantal reëel te onderscheiden grondlagen (dat wil zeggen de te onderscheiden grondlagen dienen onafhankelijk van elkaar te zijn);
- de verdeling van z_B over de grondlagen.

Twee uiterste – maar toch nog reële – situaties (gevallen I en III) en de gemiddelde situatie (geval II) zijn beschouwd (zie tabel 4).

Als grenzen waarbinnen σ_{z_B} ligt, gelden dan:

$$0{,}43 \cdot 0{,}32 \cdot z_B < \sigma_{z_B} < 0{,}43 \cdot 0{,}70 \cdot z_B$$

of wel: $0{,}14 \cdot z_B < \sigma_{z_B} < 0{,}30 \cdot z_B$

terwijl gemiddeld genomen geldt:

$$\sigma_{z_B} \approx 0{,}19 \cdot z_B .$$

De te verwachten eindzetting is benaderd door de band, gevormd door:

$$z_R = z_B \cdot (1 \pm 0{,}30)$$

waarin: z_R = de reëel te verwachten zetting;
z_B = de berekende zetting.

Deze band is een interval met een zekere betrouwbaarheid, namelijk:
geval I : 0,30 = t.0,30 t = 1,00 (betrouwbaarheid 70%);
geval II : 0,30 = t.0,19 t = 1,59 (betrouwbaarheid 89%);
geval III: 0,30 = t.0,14 t = 2,14 (betrouwbaarheid 97%),
waarbij t de toetsingsgrootheid is.

	geval I	geval II	geval III
laagnr.	zetting	zetting	zetting
1	$0{,}1 \cdot z_B$	$0{,}10 \cdot z_b$	$0{,}1 \cdot z_B$
2	$0{,}25 \cdot z_B$	$0{,}10 \cdot z_B$	$0{,}1 \cdot z_B$
3	$0{,}65 \cdot z_B$	$0{,}15 \cdot z_B$	$0{,}1 \cdot z_B$
4	—	$0{,}15\ z_B$	$0{,}1 \cdot z_B$
5	—	$0{,}20\ z_B$	$0{,}1 \cdot z_B$
6	—	$0{,}30\ z_B$	$0{,}1 \cdot z_B$
7	—	—	$0{,}1 \cdot z_B$
8	—	—	$0{,}1 \cdot z_B$
9	—	—	$0{,}1 \cdot z_B$
10	—	—	$0{,}1 \cdot z_B$
totaal	$1{,}0 \cdot z_B$	$1{,}0 \cdot z_B$	$1{,}0 \cdot z_B$
$\sqrt{z_1^2 + z_2^2 + \ldots + z_N^2}$	$0{,}70 \cdot z_B$	$0{,}44 \cdot z_B$	$0{,}32 \cdot z_B$

Tabel 4: Verdeling van de zetting z_B over de grondlagen.

5.3 Conclusies

In principe bezit de voor elk grondprofieltype te verwachten zetting een eigen betrouwbaarheid. Een exacte bepaling daarvan is niet mogelijk. Niettemin is door middel van het vorenstaande getracht een indruk te geven van de betrouwbaarheid van de eindresultaten van de zettingsberekeningen.
Het eindresultaat is gegeven in de vorm van:

$z_R = z_B \cdot (1 \pm 0{,}30)$.

Dit betekent, dat binnen een gebied waarvoor één bepaald grondprofiel geldt, de te verwachten zettingen 30% boven en onder de berekende zetting kunnen liggen. Het eindresultaat heeft gemiddeld een betrouwbaarheid van 90%. In gebieden waar relatief veel gegevens voorhanden zijn, kunnen meer (bijvoorbeeld 10) grondlagen worden onderscheiden. De betrouwbaarheid is dan groter (circa 95%). In gebieden waar minder gegevens voorhanden zijn, ligt de betrouwbaarheid lager (70 à 80%).

6 HET EILAND MARKEN

6.1 Geohydrologische gegevens

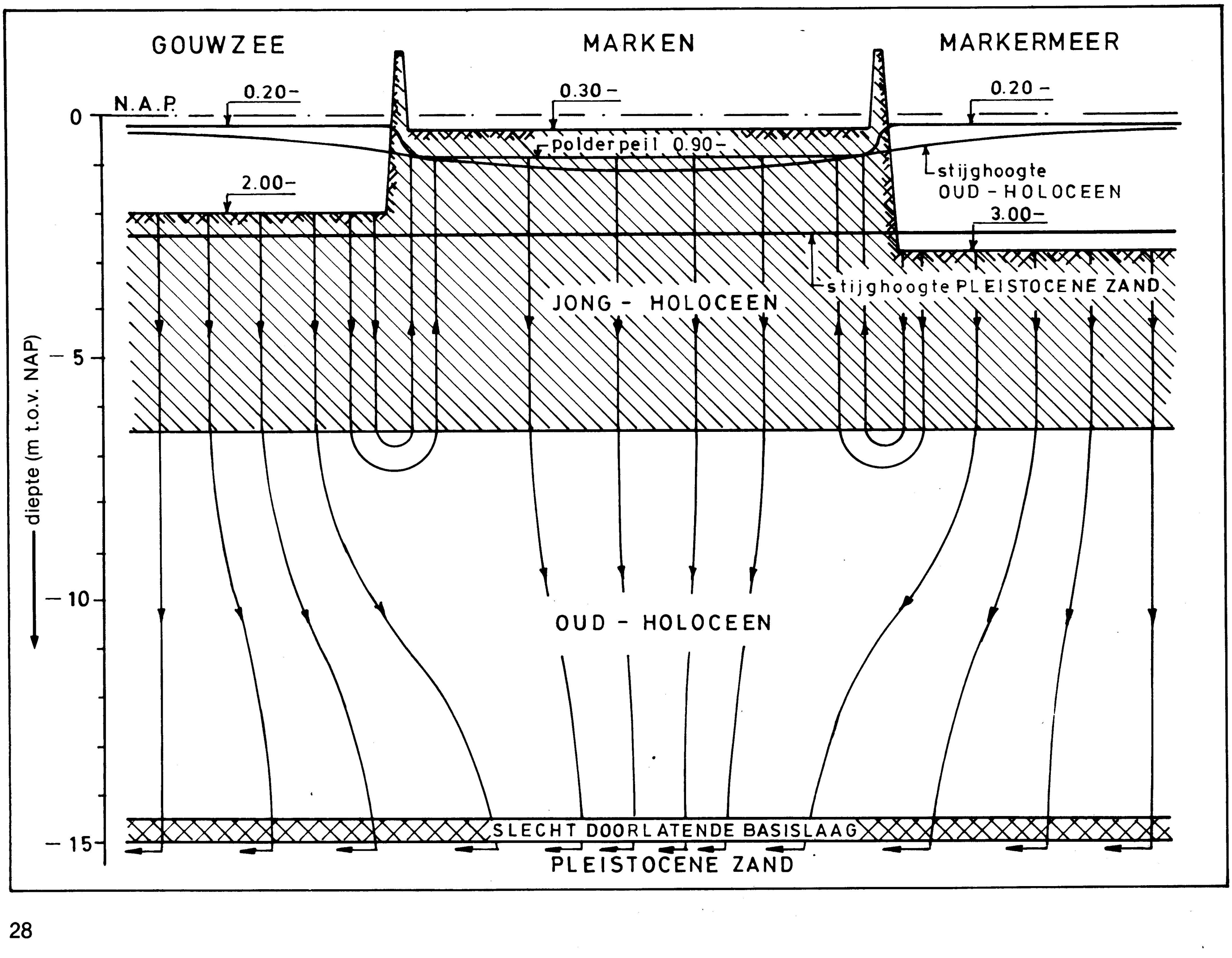
Bij het berekenen van de zettingen in de holocene grondlagen van het vasteland van Noord-Holland is alleen gerekend met verticale grondwaterstroming in die lagen.
In dat geval kunnen de huidige en toekomstige waterspanningslijn worden bepaald, wanneer bekend zijn:
- de huidige en toekomstige gemiddeld laagste grondwaterstand (glg);
- de huidige en toekomstige stijghoogte in het eerste watervoerende pakket;
- de doorlatendheden van de onderscheiden grondlagen.

Wanneer tevens rekening dient te worden gehouden met horizontale grondwaterstroming in het Holoceen via relatief goed doorlatende oud-holocene zandlagen, zijn bovengenoemde gegevens niet voldoende. Weliswaar kan de huidige waterspanningslijn worden bepaald aan de hand van de resultaten van waterspanningsmetingen, maar de toekomstige waterspanningslijn kan slechts worden benaderd aan de hand van de resultaten van een nader geohydrologisch modelonderzoek.

Dat ter plaatse van het eiland Marken een niet te verwaarlozen horizontale grondwaterstroming in het holocene pakket plaatsvindt, is al in 1943 komen vast te staan [50]. Gebleken is dat:
- er zich een slecht doorlatende basislaag aan de onderzijde van het Holoceen bevindt (vrijwel overal bevindt zich Basisveen en/of klei, behorende tot de Laag van Velsen);
- de verticale weerstand van deze basislaag een aantal malen groter is dan de verticale weerstand van de ondiep gelegen slappe klei- en veenlagen;
- een deel van het holocene pakket – vooral in horizontale richting – relatief goed doorlatend is (dit deel bestaat uit kleiïg dan wel siltig zand of zand met kleilagen);
- er een permanente voeding bestaat van dit doorlatende pakket vanuit het Markermeer en de Gouwzee.

Om deze redenen is ten behoeve van het berekenen van de te verwachten zettingen op het eiland Marken, door Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Noord een nader geohydrologisch modelonderzoek uitgevoerd [43]. De hierin aangehouden schematisatie is gebaseerd op boorgegevens en waterspanningsmetingen. Aangezien deze schematisatie van belang is voor de uitgangspunten van de zettingsberekeningen, is deze in figuur 19 in globale vorm weergegeven.

Fig. 19 Schematisatie van de geohydrologische toestand van Marken [35].



De voor de zettingsberekeningen relevante gegevens zijn hierna vermeld:
- aan de rand van Marken vindt kwel plaats, terwijl in het midden inzijging optreedt;
- in het Jong-Holoceen (hoofdzakelijk bestaande uit veen en klei) vindt alleen verticale grondwaterstroming plaats. Het freatische grondwaterniveau bevindt zich gemiddeld op 0,90 m – NAP (= polderpeil);
- het Oud-Holoceen (kleiïg zand of zand met kleilagen) wordt gevoed vanuit het Markermeer en de Gouwzee. Naast verticale grondwaterstroming treedt ook horizontale stroming op. De stijghoogten aan de bovenkant en aan de onderkant van dit pakket zijn per locatie nagenoeg gelijk.
  Deze stijghoogte bedraagt aan de kust van Marken circa 0,90 m – NAP en in het midden van het eiland circa 1,05 m – NAP;
- in de slecht doorlatende basislaag op circa 14,5 m – NAP treedt alleen verticale grondwaterstroming op.
  De stijghoogte in het eerste watervoerende pakket onder deze laag bedraagt in de huidige situatie circa 2,40 m – NAP.

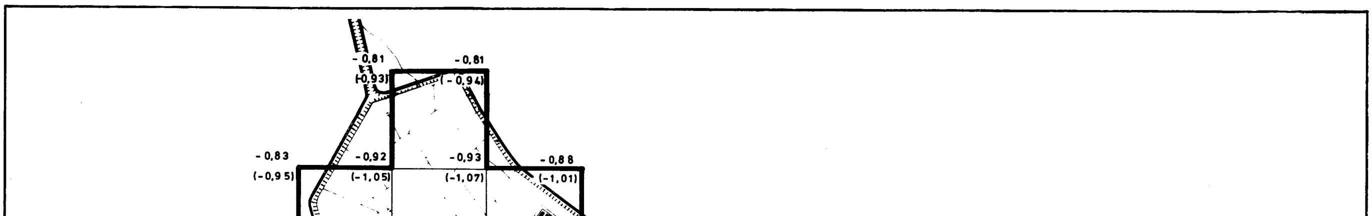
Aan de hand van modelberekeningen is bepaald, hoeveel de stijghoogtedaling in het Oud-Holoceen zal bedragen als gevolg van de door de aanleg van de Markerwaard verwachte daling van de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket [43]. De huidige en de toekomstige – plaatsafhankelijke – stijghoogten in het Oud-Holoceen zijn weergegeven in figuur 20. De huidige en toekomstige – plaatsafhankelijke – stijghoogten in het eerste watervoerende pakket zijn weergegeven in figuur 21. Met behulp van deze gegevens zijn zettingsberekeningen uitgevoerd ter bepaling van de te verwachten maaiveldaling als gevolg van de aanleg van de Markerwaard.
Uit de verrichte berekeningen blijkt tevens, dat per locatie op het eiland Marken een vaste verhouding bestaat tussen de stijghoogtedaling in het Oud-Holoceen en de stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket. Deze verhouding is afhankelijk van de inverse verhouding tussen de weerstand van de basislaag en de weerstand van het Jong-Holoceen: de verhouding varieert van 0,09 tot 0,13.
Aan de hand van dit gegeven kan een relatie worden bepaald tussen de daling van het maaiveld en de stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket. Wanneer vervolgens de maaivelddaling wordt bepaald als gevolg van 1,0 m stijghoogtedaling in het eerste (pleistocene) watervoerende pakket, kan een zettingsgevoeligheidskaart worden samengesteld.

6.2 Grondgesteldheid

Aan de hand van gegevens van 32 boringen en een aantal bijbehorende sonderingen, die op of rondom het eiland Marken zijn uitgevoerd, kan de grondgesteldheid als volgt worden beschreven [35].

Vanaf het maaiveld (circa 0,50 m – NAP) wordt tot 5,5 à 6,0 m – NAP veen aangetroffen. Plaatselijk ligt op dit veen een kleidek. Aan de onderkant van het veenpakket bevindt zich een dunne tot zeer dunne laag humeuze klei

Fig. 20 Stijghoogten in het Oud-Holoceen ter plaatse van Marken [35, 43].



dan wel klei met plantenresten. Deze laag gaat aan de onderzijde over in zandige klei. Tussen 7 en 14 m – NAP komt zandige klei voor en siltig zand, afgewisseld met dunne kleilaagjes. Op 14 à 14,5 m – NAP wordt een slecht doorlatende laag aangetroffen bestaande uit Basisveen en/of klei behorende tot de Laag van Velsen. Onder deze laag bevindt zich het eerste (pleistocene) watervoerende pakket.

6.3 **Indeling in grondprofieltypen**

Het feit dat onder Marken, in tegenstelling tot onder het vasteland van Noord-Holland, tevens met horizontale grondwaterstroming dient te worden gerekend, stelt bijzondere eisen aan een indeling in grondprofieltypen en de samenstelling van een grondprofieltypenkaart. Derhalve is aan de hand van voornoemde boringen en sonderingen het holocene pakket van het eiland Marken ingedeeld in acht verschillende typen grondprofielen.

Deze indeling is uitgevoerd op basis van overeenkomst in:

- grondgelaagdheid (aantal, aard en dikte van de grondlagen);
- gemiddeld laagste grondwaterstand ten opzichte van het maaiveld;
- de verhouding b tussen de stijghoogtedaling in het Oud-Holoceen (het zandige pakket) en de stijghoogtedaling in het eerste (pleistocene) watervoerende pakket;
- de verhouding a tussen de daling van het freatische grondwaterniveau en de stijghoogtedaling in het Oud-Holoceen.

Bij de samenstelling van de grondprofielen zijn de uiteindelijk gekozen waarden voor de laagdiktes, grondwaterstand, a en b, bepaald als gemiddelde waarden uit de beschikbare boor- en sondeergegevens, waarbij een zekere variatie werd toegestaan, omdat de grondgelaagdheid in het algemeen een zeer heterogeen gegeven is. De grondprofielen zijn opgesteld – zowel op het platteland als in de stedelijke gebieden – voor het midden van een kavel.

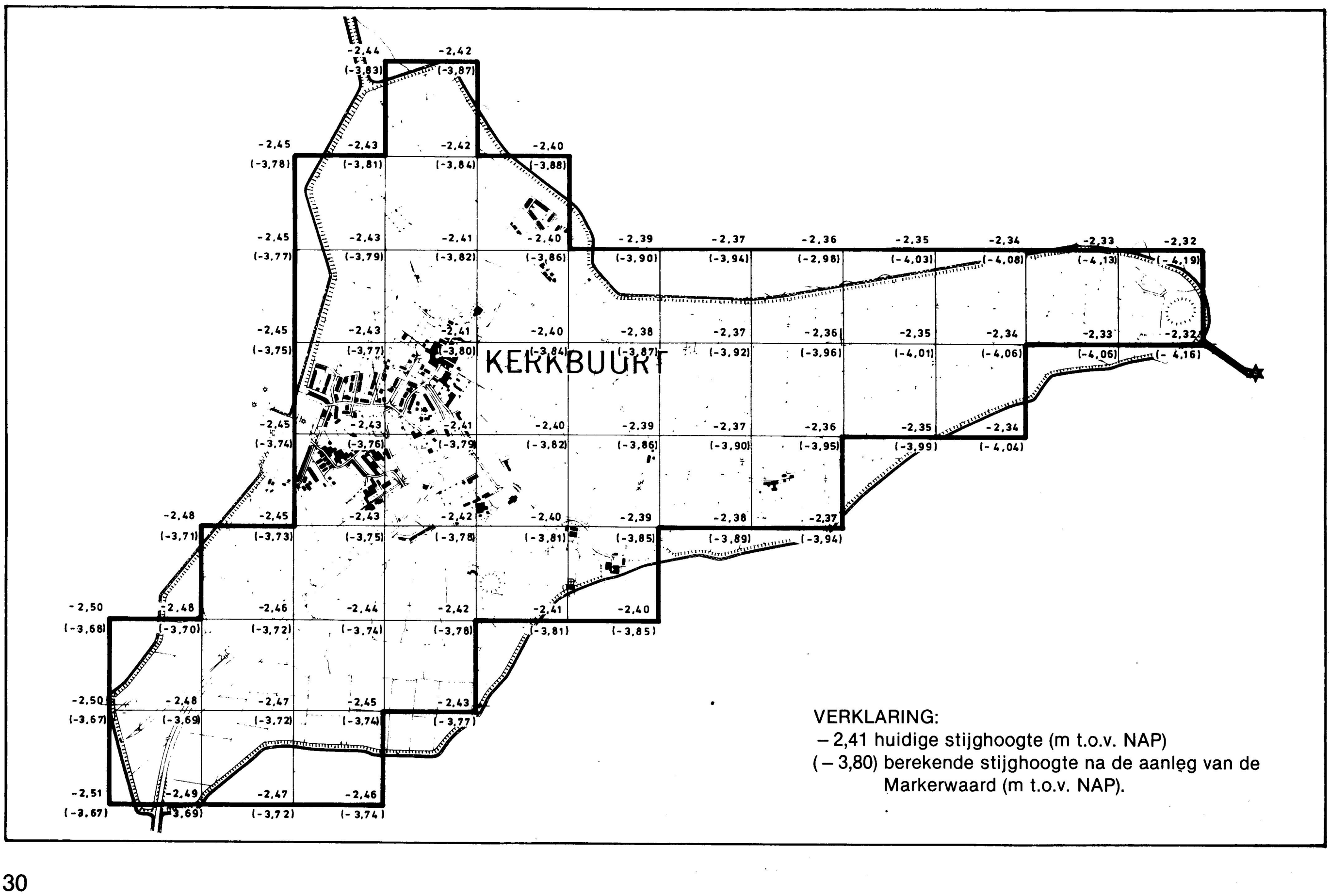
Ten behoeve van de samenstelling van de grondprofielen is de in tabel 5 aangegeven grondlagencodering toegepast.

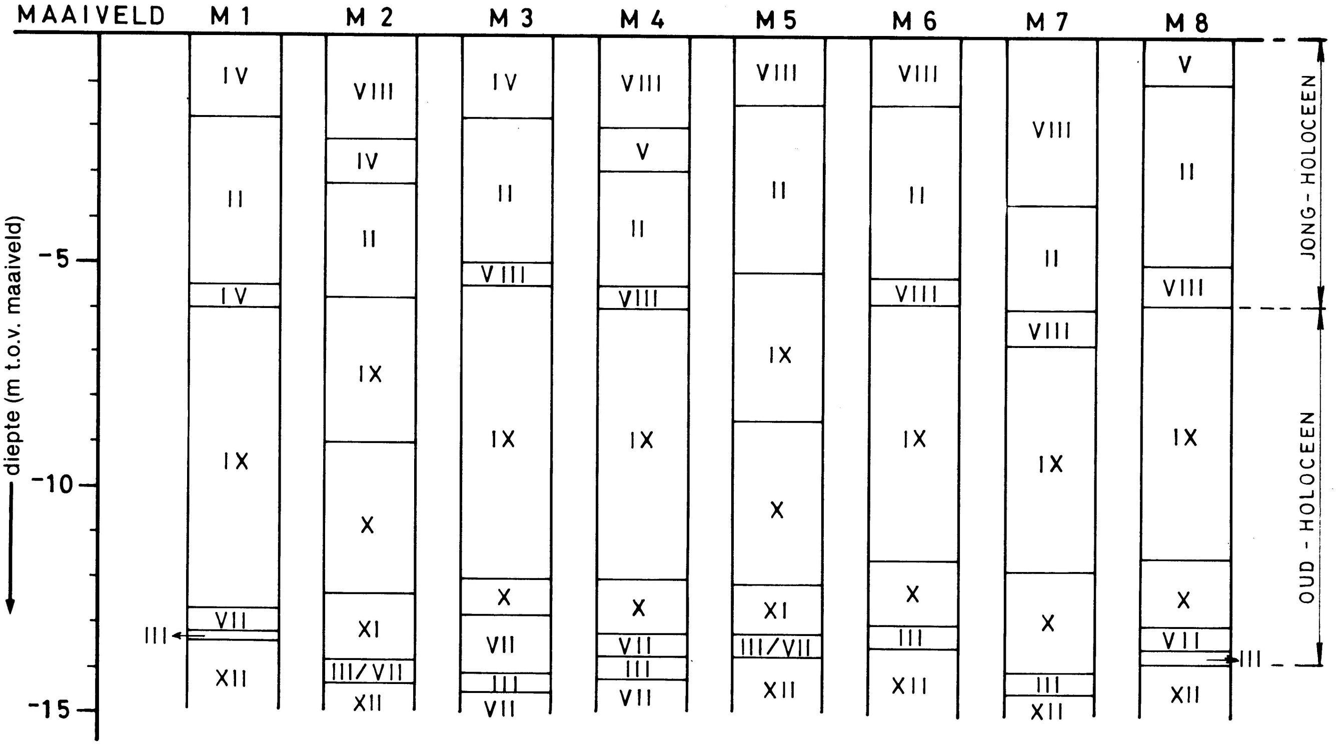
De acht onderscheiden grondprofielen zijn weergegeven in figuur 22. De gehanteerde waarden voor a en b zijn eveneens vermeld.
De plaats waar elk grondprofieltype voorkomt, is aangegeven in figuur 23.

6.4 **Geotechnische eigenschappen van de holocene grondlagen**

In hoofdstuk 3 zijn de resultaten vermeld van een onderzoek gericht op de bepaling van de eigenschappen met betrekking tot samendrukbaarbeid en verticale doorlatendheid. De resultaten van dit onderzoek zijn tevens toepasbaar voor de toekenning van geotechnische eigenschappen aan de holocene grondlagen ter plaatse van Marken, aangezien deze lagen tot dezelfde geologische eenheid behoren.

Fig. 21 Stijghoogten in het eerste (pleistocene) watervoerende pakket ter plaatse van Marken [35, 43].





	M 1	M 2	M 3	M 4	M 5	M 6	M 7	M 8
a	0.25	0.30	0.25	0.25	0.30	0.25	0.25	0.25
b	0.11	0.13	0.12	0.12	0.13	0.12	0.12	0.09

Fig. 22 Grondprofielen ter plaatse van Marken [35].

Tabel 5: Codering grondlagen Marken [35]

code	grondsoort	vol. gew. in kN/m³	geologische typering
I	veen (aan oppervlakte)	10 – 11	Hollandveen
II	veen (tussenlagen)	10 – 11	Hollandveen
III	veen	10 – 11	Basisveen
IV	klei	13 – 14,5	
V	klei	14,5 – 16	
VI	klei	13 – 14,5	Laag v. Velsen
VII	klei	14,5 – 16	Laag v. Velsen
VIII	klei, zandig	16 – 17	
IX	zand, sterk kleiïg/kleïig gelaagd	17 – 19	
X	zand, kleiïg/siltig	19 – 20	
XI	zand	19 – 20	Holoceen
XII	zand		Pleistoceen

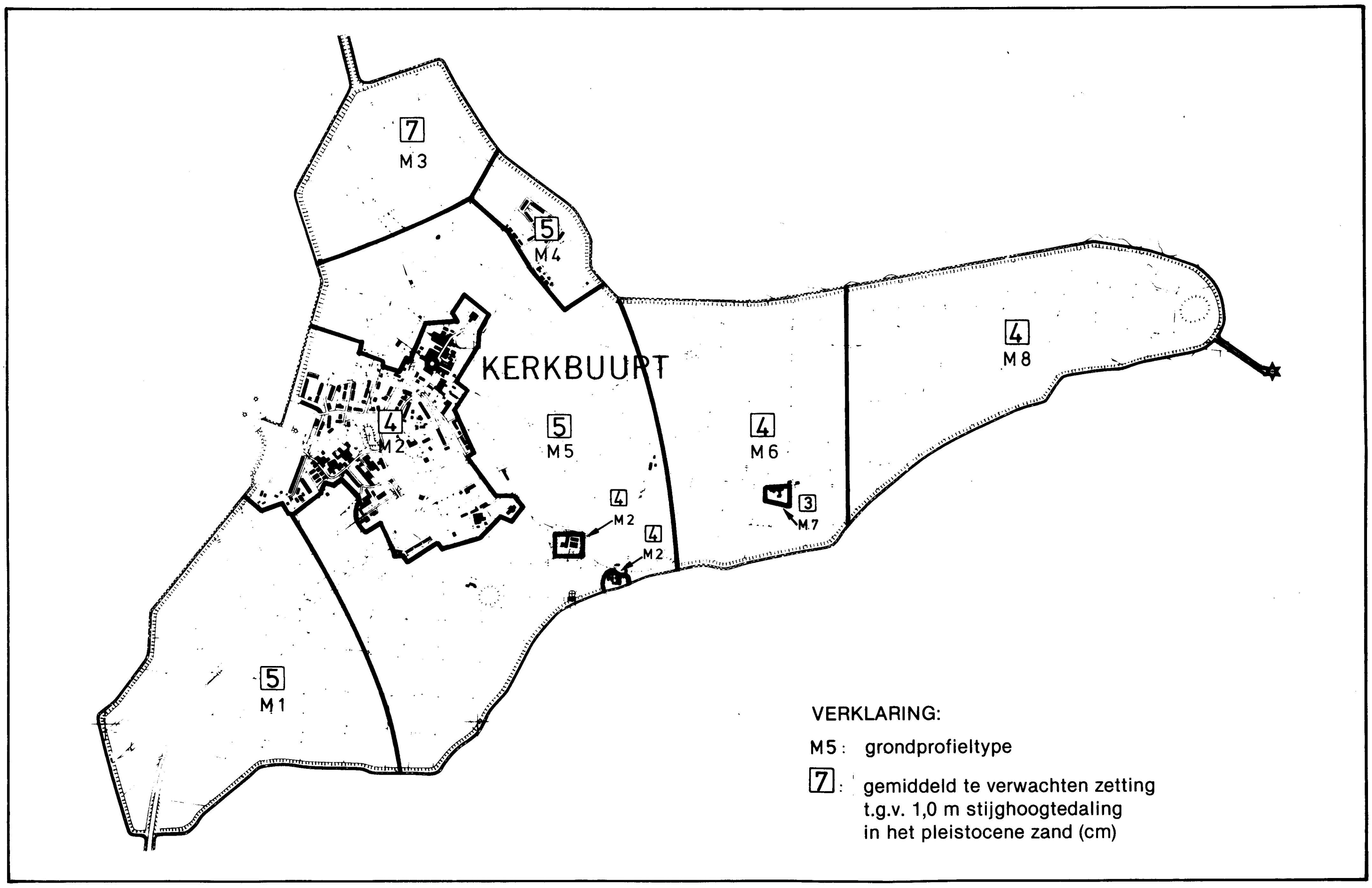


Fig. 23 Grondprofieltypenkaart/zettingsgevoeligheidskaart Marken [35].

6.5 Berekeningen van de eindzetting

Voor alle acht profielen is de eindzetting (= zetting in 30 jaar) berekend als gevolg van 1,0 m stijghoogtedaling in het eerste (pleistocene) watervoerende pakket en de daarbij behorende daling in het oud-holocene pakket.

De berekeningen zijn in stappen uitgevoerd:
1 De zetting van het totale holocene pakket wordt geschat: z_I.
2 De zetting van alleen de slecht doorlatende laag wordt geschat: z_{II}. Een schatting voor de zetting van de overige holocene grondlagen is dan $z_{III} = z_I - z_{II}$.
3 De zetting van de slecht doorlatende laag wordt berekend (z_{IV}), waarbij het 'effect van onder water zakken' met behulp van de geschatte waarden voor z_I en z_{III} wordt verdisconteerd.
4 De zetting van de overige holocene grondlagen wordt berekend (z_V), waarbij het 'effect van onder water zakken' met behulp van de waarde voor z_{IV} wordt verdisconteerd.
5 Indien de berekende waarden teveel van de geschatte waarden afwijken, wordt de procedure herhaald.
6 De gesommeerde zetting van de holocene grondlagen bedraagt dan: $z_B = z_{IV} + z_V$.

6.6 Resultaten

De resultaten van de zettingsberekeningen zijn vermeld in tabel 6. De getallen zijn afgerond tot hele centimeters.

Tabel 6: Zetting grondprofielen Marken ten gevolge van 1,0 m stijghoogtedaling in het eerste (pleistocene) watervoerende pakket [35]

grond-profiel	zetting in cm t.g.v. van 1,0 m stijghoogtedaling in het eerste (pleistocene) watervoerende pakket
M1	5
M2	4
M3	7
M4	5
M5	5
M6	4
M7	3
M8	4

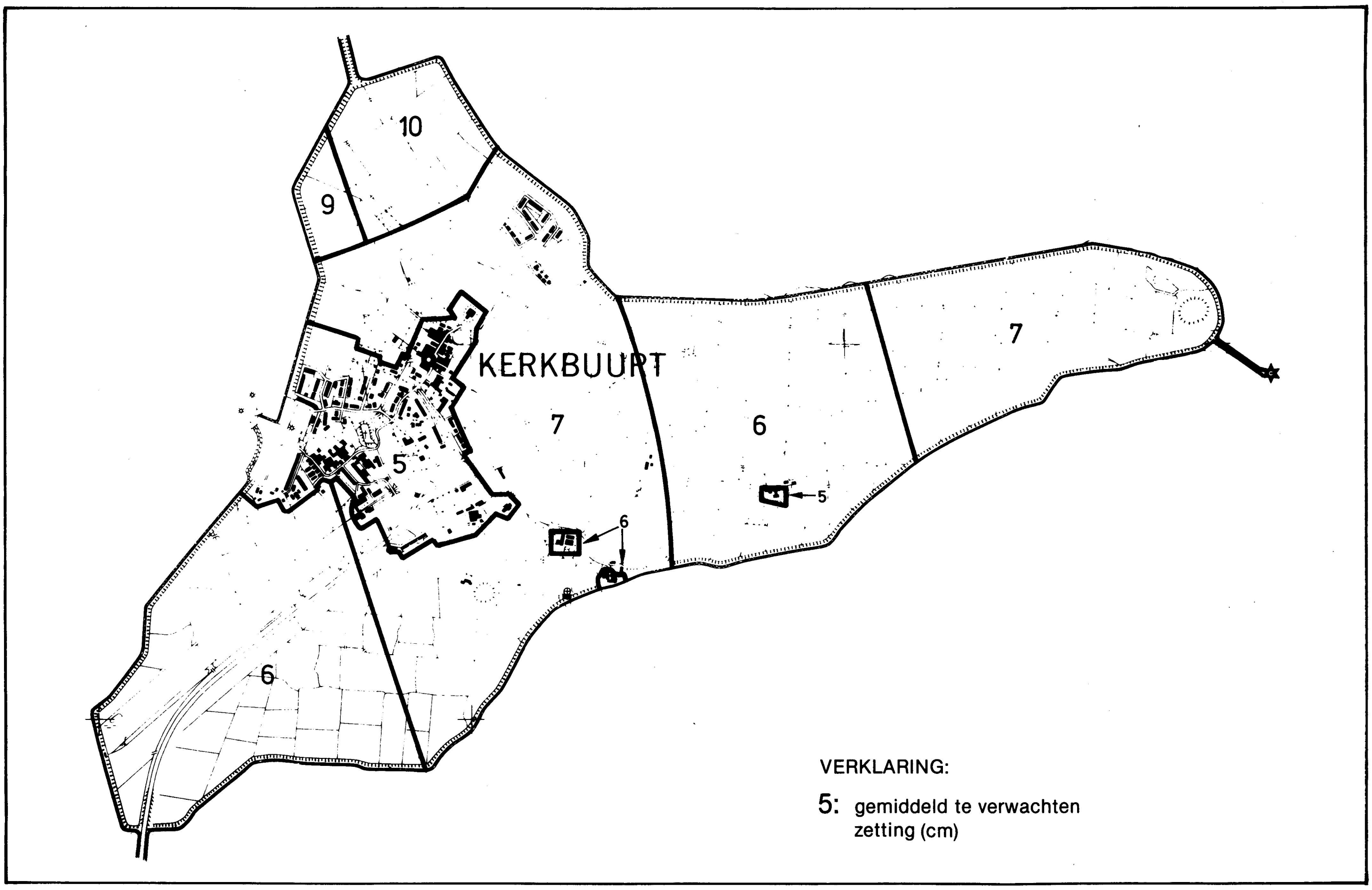


Fig. 24 Vrije maaivelddalingenkaart Marken [35].

Op grond van de in tabel 6 vermelde gegevens is de zettingsgevoeligheidskaart voor het eiland Marken samengesteld. De zettingsgevoeligheidskaart voor Marken geeft net als voor Noord-Holland de gemiddeld te verwachten zetting in 30 jaar weer ten gevolge van 1,0 m stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket. Deze kaart is weergegeven in figuur 23.

Berekend is, dat de maaivelddaling (= zetting der holocene grondlagen) nagenoeg lineair toeneemt met de stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket. De stijghoogtedaling valt af te leiden uit het in figuur 21 gepresenteerde overzicht van de 'stijghoogten in het eerste watervoerende pakket'. In het zuidwestelijke deel van Marken bedraagt de daling circa 1,2 m, terwijl deze in het oostelijke deel een waarde van 1,9 m bereikt.

Op basis van deze gegevens en de getallen uit tabel 6 kan een maaivelddalingenkaart voor het eiland Marken worden samengesteld. Deze kaart is weergegeven in figuur 24, waarbij de getallen op hele centimeters zijn afgerond.

7 VERWACHTE ZETTINGEN VAN PLEISTOCENE SAMENDRUKBARE LAGEN

7.1 Geologische en geohydrologische gegevens

Ten behoeve van het geohydrologisch onderzoek is de ondergrond van het oostelijke deel van Noord-Holland geschematiseerd tot een aantal goed doorlatende watervoerende pakketten, die afgedekt en onderling gescheiden worden door weinig doorlatende lagen en die rusten op een als ondoorlatend aangenomen basis [16].
Dit gehanteerde geohydrologisch schema is weergegeven in figuur 3. Hierin zijn de drie onderscheiden watervoerende pakketten aangegeven, benevens de (niet overal in het oostelijke deel van Noord-Holland voorkomende) relatief slecht doorlatende, scheidende lagen tussen het eerste en tweede of derde watervoerende pakket.

In het algemeen zijn de goed doorlatende grondlagen nauwelijks samendrukbaar, terwijl de relatief slecht doorlatende lagen wel gevoelig zijn voor samendrukking. In het beschouwde geohydrologisch schema worden de volgende slecht doorlatende (scheidende) lagen onderscheiden.

1 De tot de Westland-Formatie behorende klei- en veenlagen.
2 De tot de Eem-Formatie behorende kleilagen (Eemklei).
3 De tot de Formatie van Drenthe behorende klei- en leemlagen (bekkenklei en keileem).
4 De tot de Formatie van Enschede/Kedichem behorende kleilagen.

Op de samendrukbaarheid van de onder 1 genoemde grondlagen is eerder ingegaan. De zettingen van de onder 4 genoemde grondlagen worden wegens de geringe dikte en de diepe ligging verwaarloosd.

De Eemklei en de glaciale klei- en leemlagen van de Formatie van Drenthe (2 en 3) worden in het onderhavige gebied niet overal in belangrijke mate aangetroffen. In figuur 25 is de verbreiding, de bovenkant (= top) en de dikte van de Eemklei aangegeven, benevens de gebieden waar deze laag dikker is dan 5 meter.

Figuur 26 geeft dezelfde gegevens weer ten aanzien van:
- de glaciale kleilagen (bekkenklei);
- de glaciale leemlagen (keileem).

7.2 Geotechnische gegevens van Eemklei en glaciale bekkenklei

Ter bepaling van de eigenschappen met betrekking tot samendrukbaarheid en doorlatendheid van de Eemklei en de glaciale bekkenklei is gebruik gemaakt van gegevens van in het verleden uitgevoerde onderzoeken bij Nijkerk en in Zuidelijk Flevoland [25, 26, 27, 28].

Ten behoeve van deze onderzoeken is destijds een zestal boringen verricht tot circa 90 m – NAP, waarbij een aantal ongeroerde monsters is gestoken in de Eemklei- en de glaciale bekkenkleilaag. Deze monsters zijn in het laboratorium beproefd op samendrukbaarheid en doorlatendheid.

Op de eerder beschreven wijze zijn de resultaten van de samendrukkingsproeven van deze oude onderzoeken ten behoeve van het onderhavige onderzoek bewerkt tot een relatie tussen de samendrukkings'constante' C (geldend voor de zetting in 10^4 dagen) en het spanningsniveau $\sqrt{p_n \cdot p_{n+1}}$.
Daarbij zijn ten aanzien van de te onderscheiden grondlagen de volgende categorieën onderscheiden (zie tabel 7);

In figuur 27 is de eerder genoemde relatie weergegeven voor deze vier categorieën. Dit resultaat is ontleend aan de resultaten van 33 samendrukkingsproeven op Eemkleimonsters en 21 proeven op glaciale bekkenkleimonsters.

De 40 doorlatendheidsproeven uit de onderzoekingen bij Nijkerk en Zuidelijk Flevoland leveren de volgende waarden op voor de verticale doorlatendheid k_v:

categorie I en III: circa 10^{-10} m/s
categorie II en IV: circa 10^{-9} m/s.

Geologisch gezien heeft de glaciale bekkenklei, zoals deze voorkomt in de glaciale bekkens ten noordoosten van Amsterdam, in de omgeving van Purmerend en Spanbroek (zie figuur 26), dezelfde ontstaanswijze als de glaciale bekkenklei, welke wordt aangetroffen in het glaciale bekken ter plaatse van Nijkerk en Zuidelijk Flevoland. De eigenschappen met betrekking tot samendrukbaarheid en doorlatendheid van de glaciale bekkenkleilagen in de genoemde gebieden worden derhalve vergelijkbaar geacht. Ook de Eemklei in Noord-Holland heeft dezelfde geologische ontstaanswijze als de Eemklei ter plaatse van Nijkerk en Zuidelijk Flevoland. Deswegen worden de geotechnische eigenschappen van de diverse Eemkleilagen eveneens vergelijkbaar geacht.

code	geologische benaming	volumegewicht in kN/m³	geotechnische beschrijving
I	Eemklei	15 – 17,5	harde, blauwgrijze klei met zeer weinig fijn zand
II	Eemklei	17,5 – 20	fijn tot zeer fijn zand, kleiïg, gelaagd
III	glaciale bekkenklei	14 – 17,5	harde groene/zwarte klei met zeer weinig fijn zand
IV	glaciale bekkenklei	17,5 – 20	grijze klei met fijn zand

Tabel 7: Typering van Eemklei en glaciale bekkenklei [36]

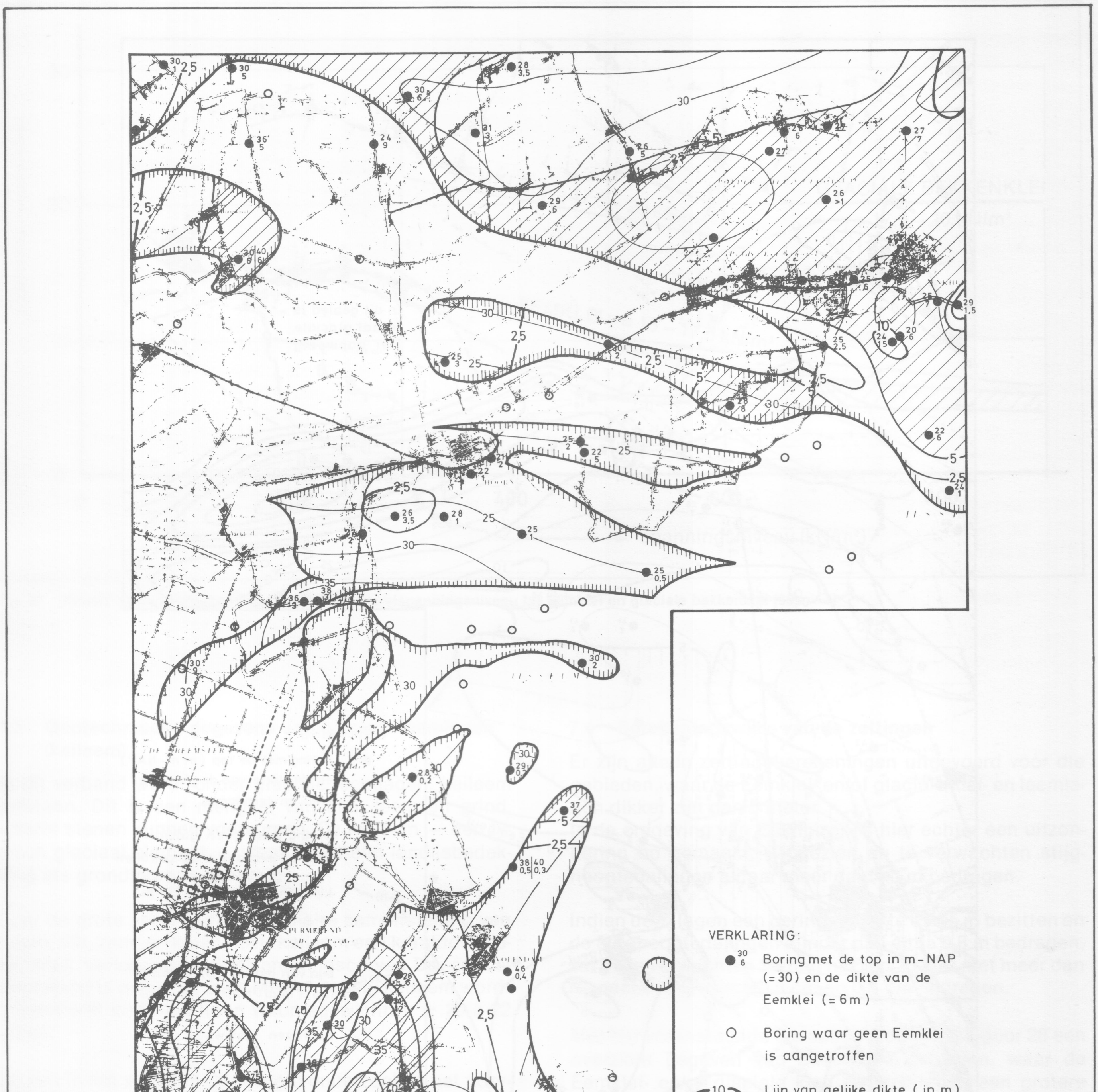


Fig. 25 Verbreiding, bovenkant en dikte van de Eemklei [16, 36].

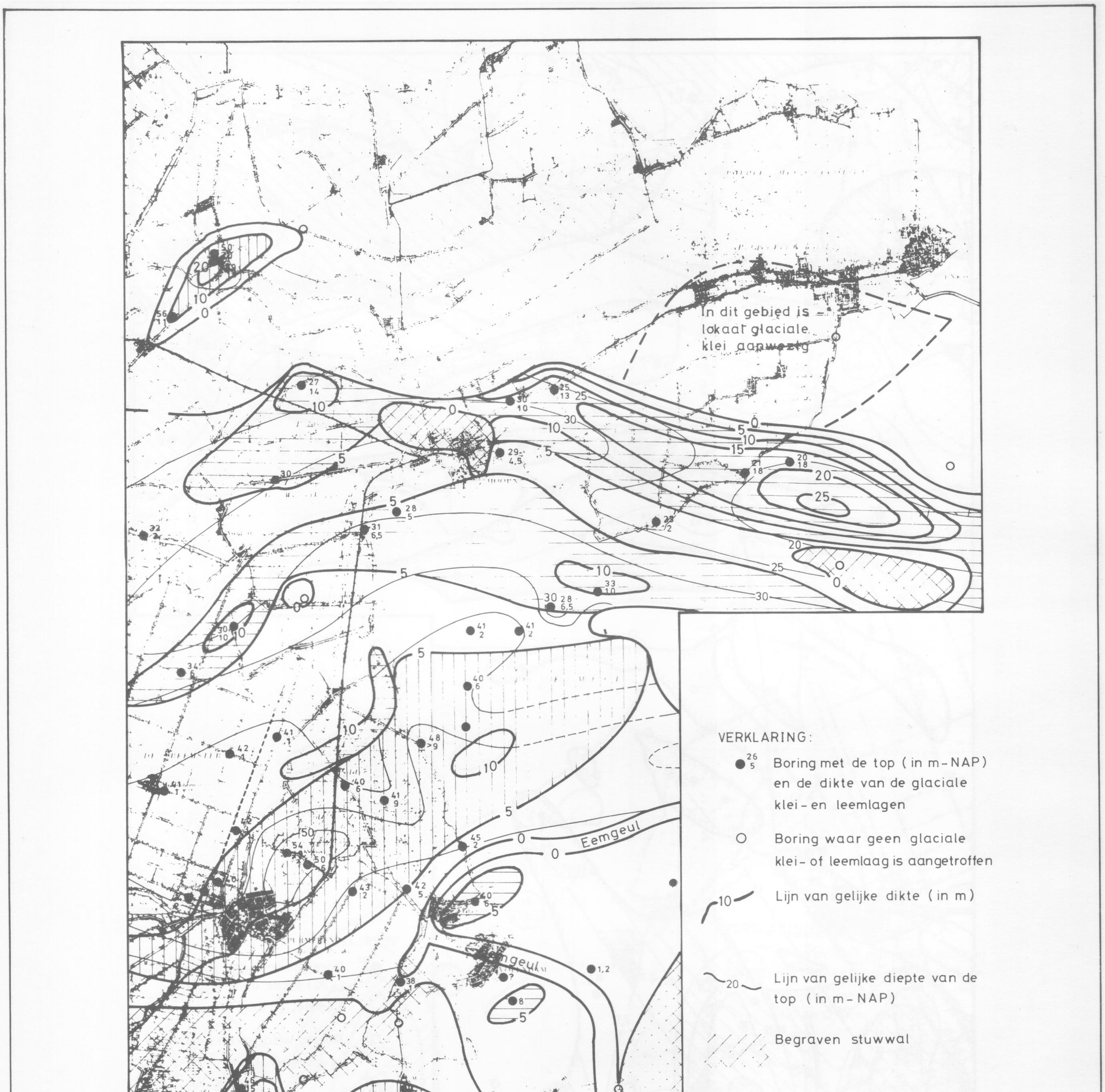


Fig. 26 Verbreiding, bovenkant en dikte van de glaciale klei- en leemlagen [16, 36].

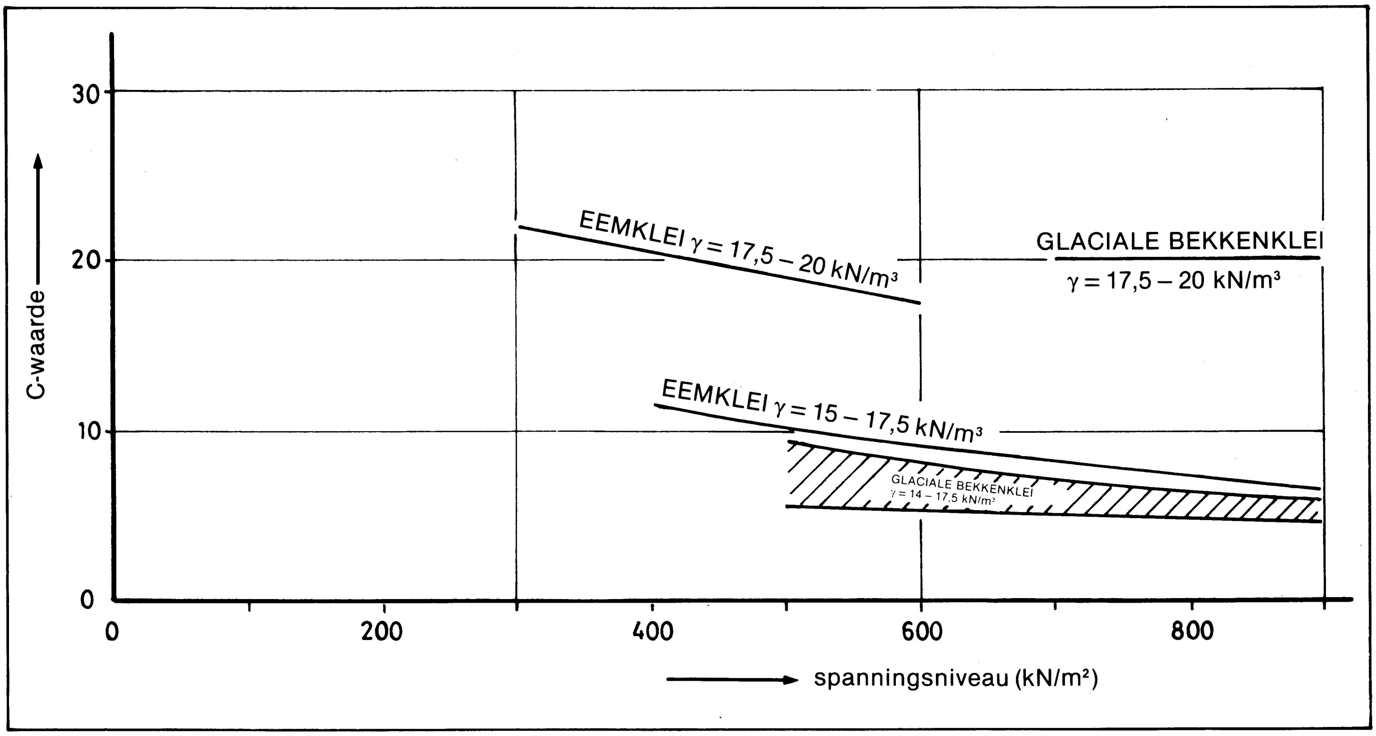


Fig. 27 Relatie samendrukkings'constante' C en korrelspanningsniveau bij Eemklei en glaciale bekkenklei [36].

7.3 Geotechnische gegevens van glaciale leemlagen (keileem)

In dit verband wordt onder glaciale leemlagen, keileem verstaan. Dit is een mengsel van klei, leem en grind, waarin stenen kunnen voorkomen. De keileem – een typisch glaciaal element – werd onder een landijsbedekking als grondmorene gevormd.

Door de grote spreiding in granulaire samenstelling van lutum, silt, zand en keien heeft keileem een karakteristieke, vlak verlopende korrelverdelingscurve. De conusweerstand is ongeveer 3 à 4 MN/m², terwijl keileem wordt gekenmerkt door een hoog volumegewicht: γ = 20 à 22 kN/m³.

Bij een in het verleden uitgevoerd onderzoek in het noorden van de Wieringermeer – waar de keileem opgestuwd is en relatief dicht onder de oppervlakte ligt – werden waarden voor de samendrukkings'constante' C gevonden van 50 à 70, terwijl de verticale doorlatendheid ongeveer 10^{-10} à 10^{-9} m/s bedroeg.

Op grond van deze gegevens is wegens het ontbreken van gegevens in het onderzoeksgebied voor de glaciale leemlagen (keileem) gerekend met een C-waarde van 60 en een waarde voor de verticale doorlatendheid k_v van circa 5 x 10^{-10} m/s.

Aangezien de keileem in het noorden van de Wieringermeer relatief nogal kleiïg van samenstelling is, betekent dit dat de resultaten van de zettingsberekeningen op basis van een C-waarde van 60 eerder teveel dan te weinig zetting zullen aangeven.

7.4 Berekeningswijze van de zettingen

Er zijn alleen zettingsberekeningen uitgevoerd voor die gebieden, waar de Eemklei- en/of glaciale klei- en leemlagen dikker zijn dan 5 meter.
In de omgeving van Enkhuizen is hier echter een uitzondering op gemaakt, aangezien de te verwachten stijghoogtedalingen aldaar meer dan 1,0 m bedragen.

Indien deze lagen een geringere dikte dan 5 m bezitten en de stijghoogtedalingen minder dan circa 0,8 m bedragen, zal de te verwachten zetting na 5 en 10 jaar niet meer dan respectievelijk circa 0,5 cm en 0,8 cm bedragen.

Met het vorenstaande als achtergrond is in figuur 28 een overzicht gegeven van alleen die gebieden, waar de Eemklei- en/of glaciale klei- en leemlagen een grotere dikte dan 5 m bezitten (met de omgeving van Enkhuizen als uitzondering).

In figuur 28 zijn eveneens de 18 punten aangegeven (nrs. 1 t/m 18), waarvoor deze berekeningen zijn uitgevoerd. De volgende uitgangspunten zijn daarbij in acht genomen.

1 Alleen de zetting in de Eemklei- en de glaciale klei- en leemlagen is berekend.
2 De grondprofielen zijn hetzij rechtstreeks ontleend aan boringen, hetzij afgeleid uit de gegevens over bovenkant en dikte van de kleilagen, zoals deze zijn vermeld in de figuren 25 en 26.
3 De gegevens met betrekking tot de huidige en toekomstige stijghoogten in het eerste en tweede watervoerende pakket zijn afkomstig van het geohydrologisch onderzoek [18].

4 De zettingen zijn berekend met behulp van de formule van Koppejan, aangezien de samendrukkings'constante' C ook met deze formule is bepaald. Deze samendrukkings'constante' C wordt bepaald aan de hand van:

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{C_p} + \frac{4}{C_s}$$

en geldt voor de zetting in 10^4 dagen ($\approx$ 30 jaar).

5 De toegepaste waarden voor de samendrukkings'constante' C en de verticale doorlatendheid k_v zijn reeds eerder vermeld.

7.5 **Resultaten**

In tabel 8 zijn de resultaten van de zettingsberekeningen weergegeven, waarbij aan de hand van een globale berekening van de hydrodynamische periode een indicatie is gegeven van het zettingsverloop in de tijd door de zetting te berekenen in 1, 5, 10, 30, 100 en 300 jaar.

Het geven van een indicatie van het zettingsverloop in de tijd is van belang, aangezien de zettingen wegens de grote dikte en de zeer geringe doorlatendheid van de onderhavige grondlagen langzaam (in een tiental jaren) tot zeer langzaam (in een honderdtal jaren) tot stand zullen komen.
In figuur 28 is bij elk onderzoekspunt de berekende zetting aangegeven in 5 en in 30 jaar.

7.6 **Betrouwbaarheid van de resultaten**

De in tabel 8 gepresenteerde getallen suggereren, dat de te verwachten zettingen exact te berekenen zijn. De volgende kanttekeningen dienen hier echter bij te worden geplaatst.

1 De grondprofielen zijn opgesteld aan de hand van boorbeschrijvingen, die meer gericht zijn op geologische dan op geotechnische informatie.
2 De geotechnische eigenschappen zijn niet ontleend aan proeven op ter plaatse van deze boringen gestoken grondmonsters, maar aan proeven uit onderzoeken betreffende een – weliswaar in sedimentologisch opzicht vergelijkbaar – glaciaal bekken ter plaatse van Nijkerk en Zuidelijk Flevoland.
3 Het is de vraag of de traditionele wijze van het berekenen van zettingen wel goed toepasbaar is voor deze zeer diep gelegen grondlagen.
4 Het zettingsverloop in de tijd wordt sterk beïnvloed door een al dan niet aaneensluitend voorkomen van de onderhavige grondlagen.

Ondanks deze relativeringen geven de gepresenteerde getallen de op dit moment best mogelijke benadering van de orde van grootte van de te verwachten zettingen in de Eemklei- en de glaciale klei- en leemlagen na de aanleg van de Markerwaard, gezien het globale karakter van het onderzoek en de thans beschikbare gegevens. Een rekenkundige benadering van de grootte van de betrouwbaarheid is echter niet mogelijk.

profiel nr.	boringnr. volgens RGD	aanwezige samendrukbare pleistocene grondlagen	stijghoogtedaling 1e wat. pakket (m)	stijghoogtedaling 2e wat. pakket (m)	globale consolidatietijd** t_e (jaren)	Zetting (cm)***					
						in 1 jaar	in 5 jaar	in 10 jaar	in 30 jaar	in 100 jaar	in 300 jaar
1	*	6 m Eemklei	0,85	1,10	4	0,3	1,1	1,4	1,5	n.v.t.	n.v.t.
2	*	3 m Eemklei	0,75	0,92	1	0,1	0,4	0,5	0,5	n.v.t.	n.v.t.
3	20A-41	2,5 m Eemklei	1,05	1,35	0,7	0,2	0,6	0,7	0,7	n.v.t.	n.v.t.
4	*	8 m Eemklei	0,70	1,30	7	0,3	1,1	1,3	1,6	n.v.t.	n.v.t.
5	20A-39	18,5 m keileem	1,30	1,70	6	0,3	1,1	1,4	1,7	n.v.t.	n.v.t.
6	*	13 m keileem	0,55	0,67	3	0,1	0,4	0,5	0,5	n.v.t.	n.v.t.
7	*	6 m Eemklei 20 m glac. bekkenklei	0,14	0,16	70	0,0	0,2	0,4	0,5	0,6	n.v.t.
8	*	14 m keileem	0,23	0,25	3	0,0	0,2	0,2	0,2	n.v.t.	n.v.t.
9	*	10 m keileem	0,30	0,38	2	0,0	0,2	0,2	0,2	n.v.t.	n.v.t.
10	*	9 m glac. bekkenklei	0,95	1,15	12	0,1	0,6	0,8	0,9	n.v.t.	n.v.t.
11	19H-117	9 m glac. bekkenklei	0,56	0,97	12	0,1	0,5	0,7	0,8	n.v.t.	n.v.t.
12	19G-55	13 m glac. bekkenklei 6 m keileem	0,32	0,62	18	0,0	0,3	0,4	0,5	n.v.t.	n.v.t.
13	*	7 m glac. bekkenklei	0,27	0,46	5	0,1	0,2	0,3	0,3	n.v.t.	n.v.t.
14	*	6 m Eemklei	0,68	0,90	4	0,2	0,6	0,8	0,9	n.v.t.	n.v.t.
15	25F-55	3 m Eemklei 50 m glac. bekkenklei	0,60	0,77	300	0,0	0,3	0,6	1,2	2,0	2,3
16	25F-171	25 m Eemklei 37 m glac. bekkenklei	0,23	0,53	400	0,0	0,2	0,4	0,9	1,5	2,0
17	25F-58	30 m Eemklei 34 m glac. bekkenklei	0,10	0,32	440	0,0	0,2	0,4	0,9	1,6	2,2
18	*	6 m keileem	1,15	1,40	0,6	0,1	0,2	0,3	0,3	n.v.t.	n.v.t.

25F-55: grondprofiel rechtstreeks afgeleid uit boring
* : grondprofiel afgeleid uit figuren 25 en 26
** : de consolidatietijd is bepaald uitgaande van onmiddellijke drooglegging
*** : bij de berekening van de zettingen is rekening gehouden met het feit, dat de drooglegging pas na 5 jaar voor 100% wordt gerealiseerd.

Tabel 8. Resultaten van zettingsberekeningen betreffende Eemklei- en glaciale klei- en leemlagen

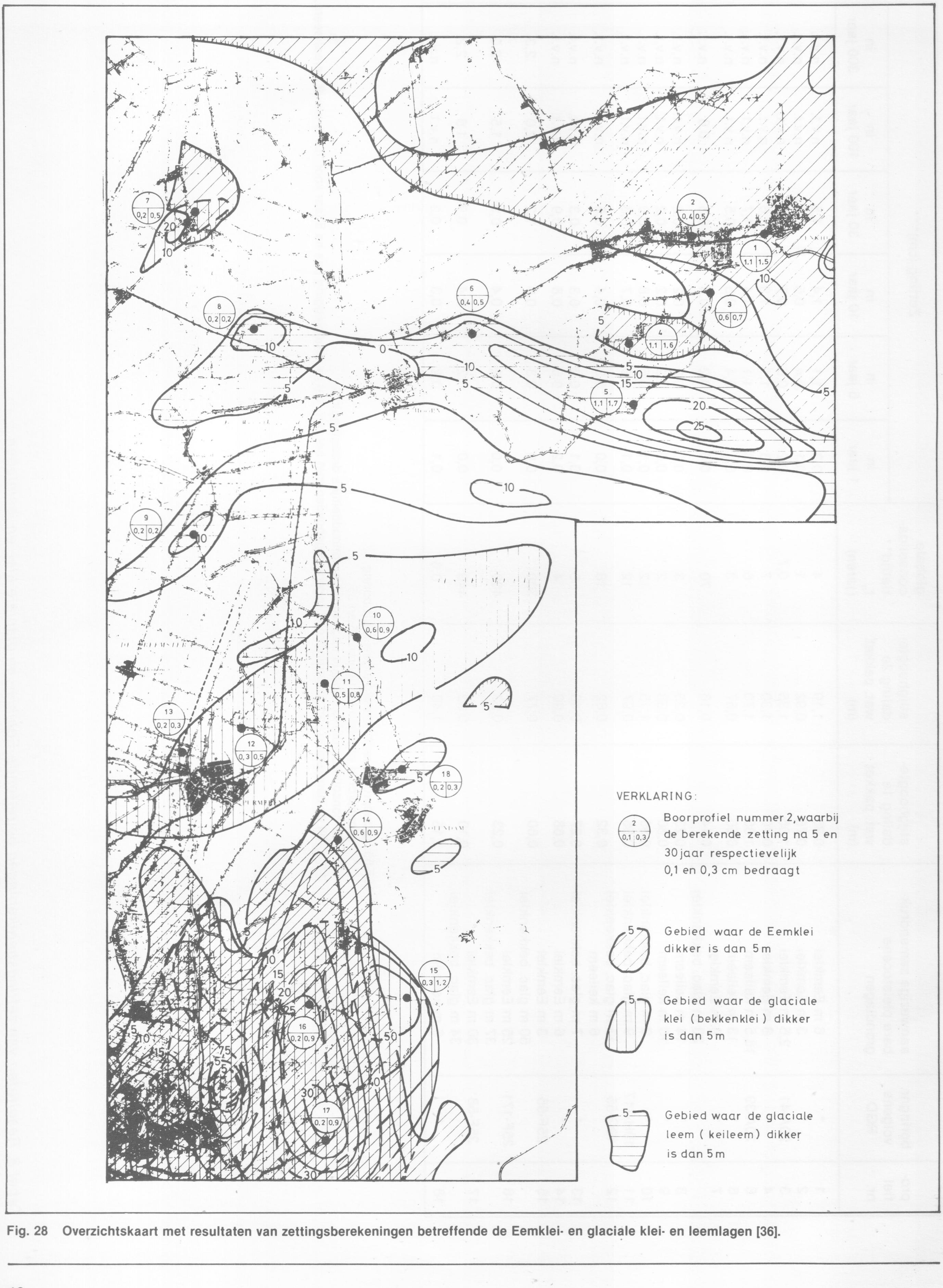


Fig. 28 Overzichtskaart met resultaten van zettingsberekeningen betreffende de Eemklei- en glaciale klei- en leemlagen [36].

8 STIJGHOOGTEDALINGSVERLOOP IN DE TIJD

8.1 Inleiding

Om inzicht te verkrijgen in de snelheid van het zettingsproces in Noord-Holland als gevolg van de aanleg van de Markerwaard, is een aantal berekeningen uitgevoerd ter bepaling van de stijghoogtedalingen als functie van tijd en plaats gedurende en na de drooglegging van het Markermeer.

De berekeningen hadden ten doel na te gaan:

- of de stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket met ongeveer dezelfde snelheid zal plaatsvinden als onder Marken en het noordwestelijke deel van Zuidelijk Flevoland is gemeten, na de aanleg van de polder Zuidelijk Flevoland (zie figuur 29);
- wat de invloed van een langzame drooglegging van het Markermeer is op de snelheid van de stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket.

Als een goede waarde voor de lekfactor is gebruikt, zijn de resultaten redelijk, maar de maaivelddaling en de kwel gevonden met deze methode zijn onnauwkeurig. Bovendien is met deze aanpak de ontwikkeling van de maaivelddaling in de tijd niet te beschrijven.
Door het toepassen van een andere methode, die is gebaseerd op de theorie voor een tijdsafhankelijke lekfactor [6] kan het onderhavige probleem in zijn geheel worden opgelost, mits het geohydrologisch systeem kan worden geschematiseerd volgens een vlakke of axiale symmetrie. Deze aanpak is nieuw. De tijdsafhankelijkheid van het proces is op consistente wijze beschreven.

8.2 Probleemschematisatie

Om het tijdsafhankelijke effect ten gevolge van de aanleg van de Markerwaard op de bestaande geohydrologische situatie te evalueren, moeten twee situaties worden bekeken, namelijk de initiële situatie en het daarop gesuperponeerde tijdsafhankelijke effect.

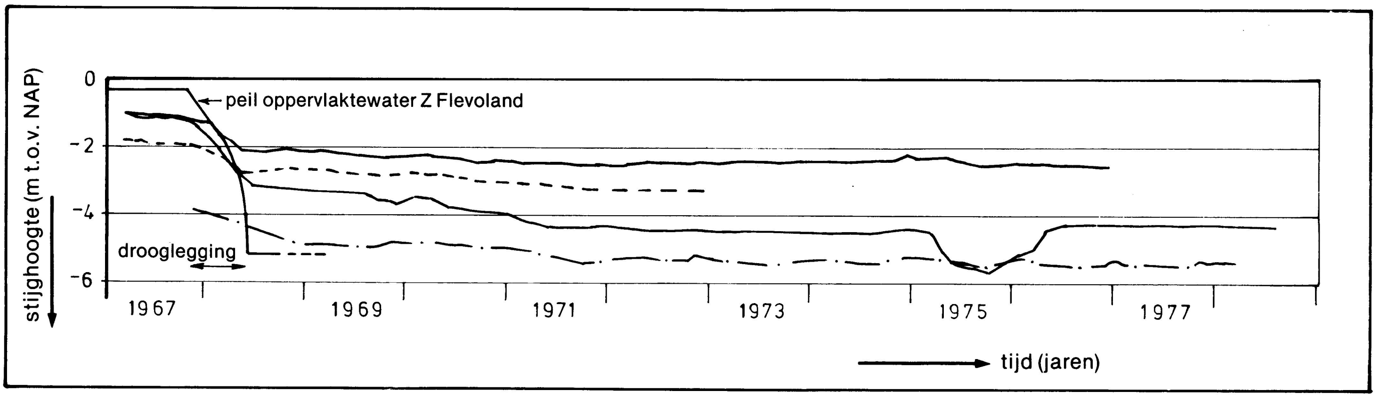


Fig. 29 Gemeten stijghoogteverloop als gevolg van de aanleg van Zuidelijk Flevoland [45].

Voor het uitvoeren van de berekeningen is een simulatiemodel ontwikkeld. Hierin is het proces geformuleerd van stroming in een relatief goed waterdoorlatend pakket met variabele dikte (het Pleistoceen) en van semi-spanningswater en de daarmee verbonden zwel of consolidatie in de relatief slecht waterdoorlatende toplaag (het Holoceen).

In de hydrologie wordt het systeem van een met een slecht doorlatende toplaag afgedekt watervoerend pakket aangeduid als een 'leaky aquifer'; de toplaag wordt een 'aquitard' genoemd. De bijdrage van de toplaag aan de grondwaterstroming wordt weergegeven in de vorm van een constante lekfactor. Deze factor kan met een pompproef worden vastgesteld. Aangezien een belangrijk effect van de aanleg van de Markerwaard de maaivelddaling in de omgeving betreft, is de veronderstelling dat de toplaag reageert volgens een constante lekfactor niet geschikt om dit milieu-effect te simuleren.

Daarom wordt in dergelijke situaties het probleem in twee afzonderlijke delen gesplitst. Het grondwaterstromingsbeeld wordt vastgesteld, gebruik makend van het 'leaky aquifer'-systeem, met een relevante waarde voor de lekfactor. Vervolgens wordt de consolidatie van de toplaag beschouwd door deze te onderwerpen aan de waterdrukken, die in het stromingsbeeld zijn gevonden.

De initiële situatie betreft het stationaire evenwicht voorafgaande aan de aanleg. Het Markermeer begrenst de provincie Noord-Holland, een gebied dat sinds eeuwen een aaneenschakeling is van vele polders, elk met een eigen waterbeheer; in feite een complex drainagesysteem. De ondergrondse stroming en kwel vanuit het Markermeer naar het poldergebied behoort tot de initiële situatie.
Het tijdsafhankelijke effect betreft de situatie die ontstaat door verlaging van het waterniveau in het Markermeer, waarbij een randmeer tussen de Markerwaard en Noord-Holland blijft bestaan. Hierdoor ontstaat een verandering in de ondergrondse stroming en de kwel naar het poldergebied van Noord-Holland. Deze verandering is het tijdsafhankelijke effect.

Het geohydrologisch profiel in het beschouwde gebied is niet homogeen. De geologische laagopbouw is ingewikkeld, vooral wat betreft de holocene afzettingen, de toplaag. Onder Noord-Holland zijn in het pleistocene zand grote glaciale kleilenzen aanwezig. In de gekozen schematisatie wordt een axiaal-symmetrische stroming aangenomen met de as in het centrum van de Markerwaard. Een variatie in de geohydrologische geaardheid kan worden aangenomen ter plaatse van de kust van Noord-Holland om aldus de aanwezigheid van de glaciale kleilenzen te verdisconteren. Deze schematisatie is

mathematisch te beschrijven en relatief eenvoudig op te lossen.

8.3 De initiële situatie

De initiële situatie wordt gekarakteriseerd door het schema weergegeven in figuur 30. Er worden twee zones onderscheiden: het Markermeer in $r < L$ en Noord-Holland in $r > L$. Hierbij stelt L de afstand voor tussen het centrum van de Markerwaard en de kust van Noord-Holland. De grondwaterstroming vindt plaats door de ondergrond (het zandpakket) van het Markermeer naar de provincie. Deze stroming wordt beïnvloed door infiltratie ter plaatse van het Markermeer en door kwel door de toplaag ter plaatse van Noord-Holland. De vergelijking, die deze stroming beschrijft, luidt [49]:

$$\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r} r\, k_h\, D \frac{\partial}{\partial r} \Phi_1 = (\Phi_1 - \Phi_0)/c \qquad (8.1)$$

Deze formule beschrijft een axiaal-symmetrische stroming.
Hierin is r de radiale coördinaat, k_h de horizontale doorlatendheid, c de hydraulische weerstand van de toplaag, Φ_1 de variërende stijghoogte gemeten in het watervoerende pakket en Φ_0 de constante stijghoogte gemeten aan het oppervlak. In Noord-Holland geldt het polderpeil, dus $\Phi_0 = \Phi_p$. Op het Markermeer geldt het peil van het meer, dus $\Phi_0 = \Phi_m$. Dit laatste zal door de aanleg van de Markerwaard worden verlaagd, waardoor ook Φ_1 verandert.

Vergelijking (8.1) kan worden opgelost in de twee gebieden $r < L$ en $r > L$. Door op de grens $r = L$ te voldoen aan continuïteit in druk en in stroming (debiet) zijn beide oplossingen aan elkaar te koppelen. Tenslotte ontstaat de volgende oplossing:

$$r < L: \Phi_1 = \Phi_m + (1 - f_1)(\Phi_p - \Phi_m)\, I_0[r/\lambda_m]/I_0[L/\lambda_m] \qquad (8.2a)$$

$$r > L: \Phi_1 = \Phi_p + f_1(\Phi_m - \Phi_p)\, K_0[r/\lambda_p]/K_0[L/\lambda_p] \qquad (8.2b)$$

Hierin stelt λ de zogeheten lekfactor voor (λ_m in het Markermeer en λ_p in Noord-Holland). Deze factor is als volgt gerelateerd aan andere grootheden:

$$\lambda = \sqrt{(k_h D c)} \qquad (8.3)$$

In de vergelijkingen (8.2) stelt f_1 een factor voor, die als volgt samenhangt met de geometrie:

$$f_1 = 1/\{1 + (\frac{k_h D}{\lambda})_p \cdot (\frac{\lambda}{k_h D})_m \cdot \frac{K_1[L/\lambda_p]}{K_0[L/\lambda_p]} \cdot \frac{I_0[L/\lambda_m]}{I_1[L/\lambda_m]}\} \qquad (8.4)$$

Deze factor is een gladde functie van L/λ, zoals in figuur 31 is weergegeven. De functies I en K zijn Besselfuncties, die in wiskundige handboeken zijn getabelleerd.

8.4 Het tijdsafhankelijke effect

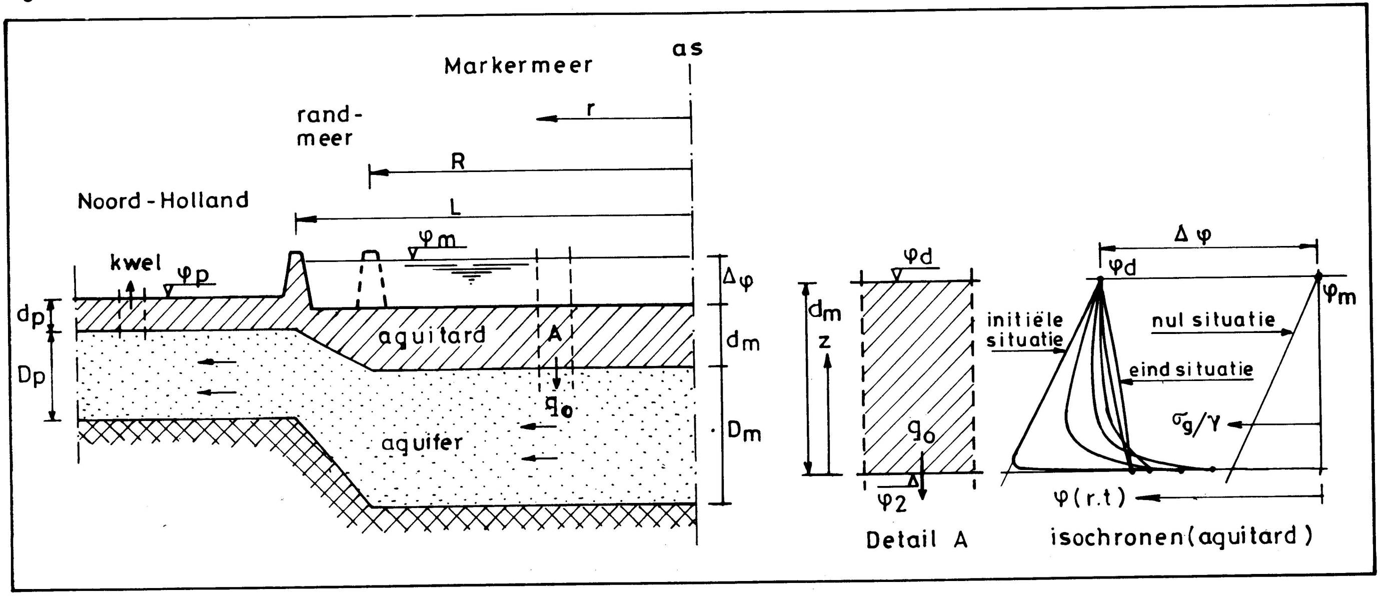
Het tijdsafhankelijke effect stelt in principe een niet-stationair grondwaterstromingsprobleem voor. Het probleem is geschetst in figuur 30. Binnen het gebied $r < R$ wordt het (freatische) waterniveau verlaagd en in het gebied $r > R$ wordt het waterniveau constant gehouden.

Nu is het van belang om de lek- en kwelstroom door de afsluitende toplaag op een verantwoorde manier te schematiseren, dus niet met een constante lekfactor. Het proces wordt beschreven als verticale consolidatie volgens de theorie van Terzaghi. De karakteristieke parameter in dit proces is de consolidatiecoëfficiënt c_v, die geacht wordt constant te zijn. Dit proces is met de volgende vergelijking te beschrijven:

$$\frac{\partial^2 \Phi'}{\partial z^2} = \frac{\partial(\Phi' + \sigma_g/\gamma)}{c_v \partial t} \qquad (8.5)$$

De variabele Φ' stelt de stijghoogte voor in de toplaag en σ_g is de verticale grondspanning (= waterspanning) op de bovenrand. Φ' varieert met de hoogte z en in de tijd t. Als een nul-situatie wordt aangenomen (Φ' = 0 voor

Fig. 30 Schematisatie van de initiële situatie.



$t < 0$ en $0 < z < d$, d is dikte toplaag), is (8.5) te transformeren (Laplace) tot:

$$\frac{d^2\bar{\Phi}'}{dz^2} = \frac{s}{c_v}(\bar{\Phi}' + \bar{\sigma}_g/\gamma), \qquad (8.6)$$

met $\bar{\Phi}'$ en $\bar{\sigma}_g$ als Laplace-getransformeerden.
Indien aan de bovenkant $z = d$, een stijghoogte Φ_d wordt opgelegd als zijnde een plotselinge verandering op $t = 0$ en daarna constant gehouden en indien aan de onderzijde een stijghoogte Φ_2 wordt aangenomen, welke een functie is van de tijd t, dan is met de getransformeerde randvoorwaarden (8.6) op te lossen.

Uit deze oplossing is het lek- of kweldebiet q_o naar de watervoerende laag op de rand $z = 0$ te berekenen. Het antwoord luidt:

$$\bar{q}_o = k_v\sqrt{s/c_v}(\bar{\Phi}_2 - \bar{\Phi}_d)\coth[d\sqrt{s/c_v}] \qquad (8.7)$$

Deze kwel q_o is een functie van de tijd en niet zonder meer evenredig met het verschil $(\Phi_2 - \Phi_d)$ zoals dat bij een constante lekfactor wordt verondersteld. In vergelijking (8.7) stelt k_v de verticale doorlatendheid van de toplaag voor.

De kwel q_o beïnvloedt de grondwaterstroming in het zandpakket. Deze stroming is te formuleren als [49]:

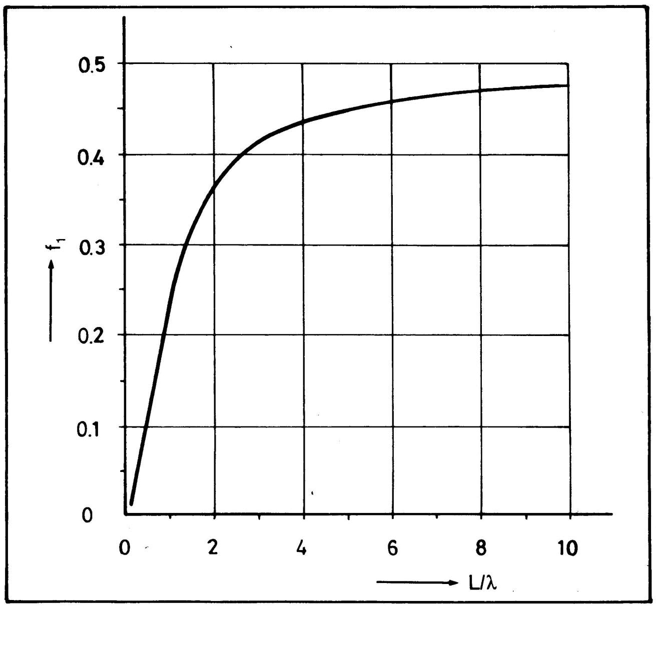
$$\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r} r k_h D \frac{\partial}{\partial r}\Phi_2 = q_o \qquad (8.8)$$

Het geohydrologisch systeem is deelsgewijs continu voor wat de geometrie en laageigenschappen betreft en ook voor wat de randvoorwaarde betreft, namelijk (zie figuur 30):

$$r < R: \quad \Phi_d = \Delta\Phi \qquad (8.9a)$$

$$r > R; \quad \Phi_d = 0 \qquad (8.9b)$$

Fig. 31 **Grafiek met de factor f_t als functie van L/λ.**



Hierin stelt $\Delta\Phi$ een plotselinge verandering van de waterspiegel voor. De discontinuïteit in de randvoorwaarde correspondeert niet precies met die in de geometrie op $r = L$.
Het verschil is de breedte B van het randmeer. Aangezien B relatief klein is ten opzichte van L of R is het verantwoord om het verschil in de discontinuïteit te verwaarlozen. Hierdoor wordt de mathematische uitwerking aanzienlijk vereenvoudigd.

De lek of kwel in beide gebieden wordt nu:

$$r < R: \quad \bar{q}_o = k_v\sqrt{s/c_{vm}}(\bar{\Phi}_2 - \frac{\Delta\Phi}{s})\coth[d_m\sqrt{s/c_{vm}}] \qquad (8.10a)$$

$$r > R: \quad \bar{q}_o = k_v\sqrt{s/c_{vp}}\,\bar{\Phi}_2\coth[d_p\sqrt{s/c_{vp}}] \qquad (8.10b)$$

Nu is het stelsel (8.8) met (8.10) op dezelfde wijze op te lossen als in de vorige paragraaf. Het resultaat luidt:

$$r < R: \quad \bar{\Phi}_2 = \bar{\alpha}\Delta\Phi\{1 - (1 - \bar{f}_2)I_0[r/\bar{\lambda}_{tm}]/I_0[R/\bar{\lambda}_{tm}]\} \qquad (8.11a)$$

$$r > R: \quad \bar{\Phi}_2 = \bar{\alpha}\Delta\Phi\{\bar{f}_2 K_0[r/\bar{\lambda}_{tp}]/K_0[R/\bar{\lambda}_{tp}]\} \qquad (8.11b)$$

Hierin is $\bar{\alpha}$ de volgende factor:

$$\bar{\alpha} = \frac{1}{s} \qquad (8.12a)$$

en is:

$$\bar{F}_i = 1/\{d_i\sqrt{s/c_{vi}}\coth[d_i\sqrt{s/c_{vi}}]\} \qquad (8.12b)$$

De factor λ_t is de tijdsafhankelijke lekfactor:

$$\bar{\lambda}_{ti} = \lambda_i\sqrt{\bar{F}_i}; \quad \lambda_i = \sqrt{k_{hi}D_i d_i/k_{vi}} \qquad (8.12c)$$

De suffix i staat voor het betreffende gebied: m voor meer en p voor polder.

De factor f_2 hangt samen met de geometrie (zie vergelijking 8.4):

$$\bar{f}_2 = 1/\{1 + (\frac{k_h D}{\bar{\lambda}_t})_p \cdot (\frac{\bar{\lambda}_t}{k_h D})_m \cdot \frac{K_1[R/\bar{\lambda}_{tp}]}{K_0[R/\bar{\lambda}_{tp}]} \cdot \frac{I_0[R/\bar{\lambda}_{tm}]}{I_1[R/\bar{\lambda}_{tm}]}\} \qquad (8.12d)$$

In de bovenstaande vergelijkingen stelt de overstreping een Laplace-getransformeerde voor. De laatste stap is het uitvoeren van de terugtransformatie. De standaardwerkwijze hiervoor is zeer ingewikkeld. Het is gelukkig mogelijk om voor het onderhavige probleem een eenvoudige benadering toe te passen [5].

Deze procedure volstaat met de substitutie van 1/(2t) voor alle s (deze benadering gaat slechts op voor bepaalde problemen). Tenslotte is het tijdsafhankelijke effect bepaald en het resultaat luidt:

$$r < R: \quad \Phi_2 = \alpha\Delta\Phi\{1 - (1 - f_2)\frac{I_0[r/\lambda_{tm}]}{I_0[R/\lambda_{tm}]}\} \qquad (8.13a)$$

$$r > R: \quad \Phi_2 = \alpha\Delta\Phi f_2\frac{K_0[r/\lambda_{tp}]}{K_0[R/\lambda_{tp}]} \qquad (8.13b)$$

Voor de parameters gelden de volgende uitdrukkingen:

$$\alpha = 1 \qquad (8.14a)$$

$$F_i = 1/\{d_i \frac{\coth[\,d_i/\sqrt{2c_{vi}t}\,]}{\sqrt{2\,c_{vi}\,t}}\} \qquad (8.14b)$$

$$\lambda_{ti} = \lambda_i\sqrt{F_i};\ \lambda_i = \sqrt{k_{hi}D_id_i/k_{vi}} \qquad (8.14c)$$

$$f_2 = 1/\{1+(\frac{k_hD}{\lambda_t})_p \cdot (\frac{\lambda_t}{k_hD})_m \cdot \frac{K_1[R/\lambda_{tp}]}{K_0[R/\lambda_{tp}]} \cdot \frac{I_0[R/\lambda_{tm}]}{I_1[R/\lambda_{tm}]}\} \qquad (8.14d)$$

Voor de suffix i kan een m of p worden gesubstitueerd. Er is uitgegaan van een plotselinge verlaging $\Delta\Phi$ ten tijde $t=0$. In werkelijkheid gaat de drooglegging van de Markerwaard geleidelijk. De bovenstaande methode maakt het mogelijk ook een geleidelijke waterstandsverlaging in rekening te brengen. Als $\Delta\Phi$ lineair in de tijd in een periode Δt wordt verwezenlijkt, is de oplossing identiek aan (8.13) met dien verstande, dat voor α de volgende uitdrukking wordt gesubstitueerd:

$$\alpha = (2t/\Delta t)\,\{\,1 - \exp(-\Delta t/2t)\,\} \qquad (8.15)$$

8.5 De oplossing met behulp van superpositie

Aangezien het gedrag van de toplaag en de stroming in het zandpakket lineaire processen zijn, is het principe van superpositie van toepassing. Dit houdt in dat een probleem in afzonderlijke delen kan worden opgelost en de totale oplossing dan bestaat uit de superpositie van die deeloplossingen. Daarbij moet er rekening mee worden gehouden dat door de randvoorwaarden van de deeloplossingen te superponeren aan de oorspronkelijke randcondities wordt voldaan. In figuur 32 is dit weergegeven voor het probleem van de aanleg van de Markerwaard. Hierbij is een verdeling gehanteerd in de initiële situatie en het tijdsafhankelijke effect. Voor beiden is de stijghoogte in het zandpakket berekend, respectievelijk Φ_1 in vergelijking (8.2) en Φ_2 in (8.13).

Superpositie volgens $\Phi = \Phi_1 + \Phi_2$ levert de oplossing van het probleem. Er zijn drie gebieden te onderscheiden: de Markerwaard, het randmeer en de provincie Noord-Holland. De oplossing is hierna weergegeven.

Markerwaard

$r < R$:

$$\Phi(r,t) = \Phi_m + (1-f_1)(\Phi_p-\Phi_m)\frac{I_0\,[r/\lambda_m]}{I_0\,[L/\lambda_m]} + \alpha(\Phi_p-\Phi_m)\{1-(1-f_2)\frac{I_0\,[r/\lambda_{tm}]}{I_0\,[R/\lambda_{tm}]} \qquad (8.16a)$$

Randmeer

$R \leq r \leq L$:

$$\Phi\,(r,t) = \Phi_m + (1-f_1)(\Phi_p-\Phi_m)\frac{I_0\,[r/\lambda_m]}{I_0\,[L/\lambda_m]} + \alpha(\Phi_p-\Phi_m)\,f_2\frac{K_0\,[r/\lambda_{tp}]}{K_0\,[R/\lambda_{tp}]} \qquad (8.16b)$$

Noord-Holland

$L < r$:

$$\Phi\,(r,t) = \Phi_p + f_1(\Phi_m-\Phi_p)\frac{K_0\,[r/\lambda_p]}{K_0\,[L/\lambda_p]} + \alpha(\Phi_p-\Phi_m)\,f_2\frac{K_0\,[r/\lambda_{tp}]}{K_0\,[R/\lambda_{tp}]} \qquad (8.16c)$$

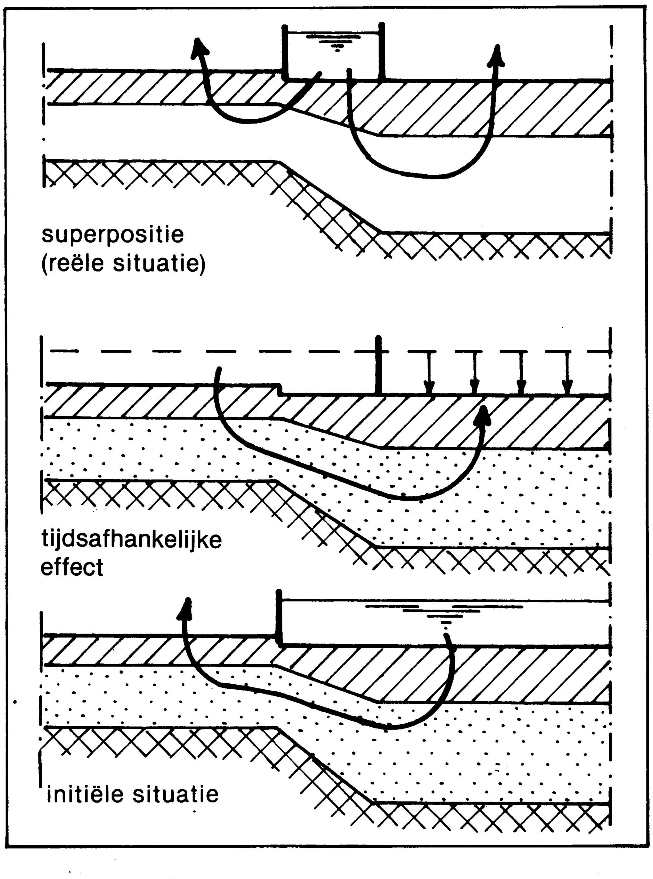
8.6 Berekeningen met het model INPOLDER

De in de vorige paragraaf afgeleide formules zijn in het computerprogramma INPOLDER opgenomen. INPOLDER is dus geschikt om het tijdsafhankelijke geohydrologische effect ten gevolge van een inpoldering te bepalen, waarbij het consolidatiegedrag is gekoppeld aan het stromingsbeeld.

Het geohydrologisch profiel bestaat uit een semi-opgesloten, watervoerend pakket, dat een verandering in kenmerken mag hebben ter plaatse van de rand van de aan te leggen polder.

Voor het onderhavige probleem zijn de in het programma ingevoerde gegevens zoveel mogelijk afgestemd op de andere studies die in het kader van het onderzoek naar de mogelijke gevolgen van de aanleg van de Markerwaard zijn uitgevoerd.

Fig. 32 Principe van de superpositie.



Geometrie
De Markerwaard is geschematiseerd tot een cirkelvormige polder met een straal van 11,5 km. Er zijn berekeningen uitgevoerd met randmeer-breedtes van 1, 2 en 6 km. De stijghoogten in het watervoerende pakket zijn tijdsafhankelijk berekend op 0; 5; 11,5; 12,5; 13,5; 15; 17,5; 20; 25 en 30 km afstand van het middelpunt van de cirkelvormige polder.

Holoceen ter plaatse van de Markerwaard
Er zijn in hoofdzaak twee situaties beschouwd, namelijk de situatie vóór en de situatie na inpolderen.
Bij de situatie vóór inpolderen is uitgegaan van een c-waarde (weerstand van het afdekkende pakket) van 30.000 dagen. Bij een veronderstelde dikte van 10 m van het Holoceen, betekent dit een k_v-waarde (verticale doorlatendheid) van 4×10^{-9} m/s.
Bij de situatie na inpolderen is uitgegaan van een c-waarde van 4.000 dagen. Bij een 10 m dik Holoceen, betekent dit een k_v-waarde van 3×10^{-8} m/s.
Als c_v-waarde (consolidatie-coëfficiënt) vóór en na inpolderen is achtereenvolgens 3×10^{-7} en 3×10^{-6} m²/s ingevoerd.
Bij één berekening is uitgegaan van een c-waarde van 7.000 dagen. Bij een 10 m dik Holoceen is derhalve de bijbehorende k_v-waarde: $1,5 \times 10^{-8}$ m/s. Als c_v-waarde is bij deze berekening $1,5 \times 10^{-6}$ m²/s ingevoerd.
In het gehanteerde model kunnen de k_v- en c_v-waarden niet met de tijd worden gevarieerd. De bij de beschouwde situaties vóór en na inpolderen geïntroduceerde waarden zijn evenwel op te vatten als uiterste waarden, waartussen naar verwachting de werkelijke waarden van deze grootheden zich zullen bevinden.

Holoceen ter plaatse van Noord-Holland
Bij alle berekeningen is uitgegaan van een c-waarde van 7.000 dagen. Bij een 10 m dik holoceen pakket betekent dit een k_v-waarde van $1,5 \times 10^{-8}$ m/s. Als c_v-waarde is $1,5 \times 10^{-6}$ m²/s gehanteerd.

Pleistoceen ter plaatse van de Markerwaard
Bij alle berekeningen is uitgegaan van een kD-waarde van 10.000 m²/dag. Bij een 250 m dik pleistoceen pakket, betekent dit een k_h-waarde (horizontale doorlatendheid) van 5×10^{-4} m/s. Eventuele compactie van het zandpakket is niet in rekening gebracht.

Pleistoceen ter plaatse van Noord-Holland
Er zijn twee situaties beschouwd: één waarbij de aquifer bestaat uit het eerste en tweede watervoerende pakket en één waarbij de aquifer bestaat uit het eerste, tweede en derde watervoerende pakket.
In het eerste geval is uitgegaan van een kD-waarde van 2.200 m²/dag. Bij een 70 m dik pleistoceen pakket, betekent dit een k_h-waarde van 4×10^{-4} m/s.
In het tweede geval is uitgegaan van een kD-waarde van 10.000 m²/dag. Bij een 250 m dik pleistoceen pakket, betekent dit een k_h-waarde van 5×10^{-4} m/s. Eventuele compactie van het zandpakket is niet in rekening gebracht.

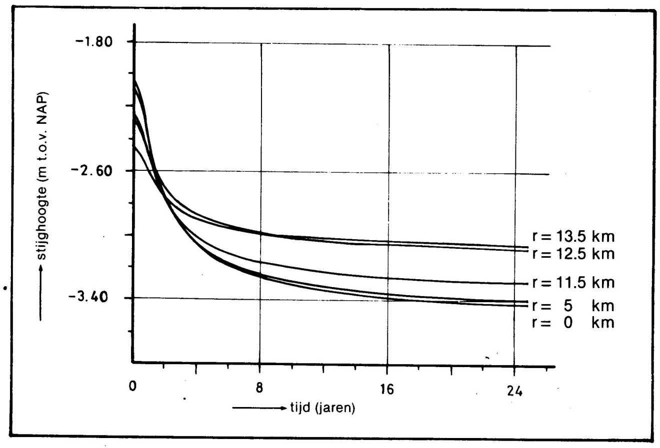
Grondeigenschappen ter plaatse van het randmeer
In 8.2 is uiteengezet dat het onderhavige probleem is te schematiseren tot twee elementaire stromingsgevallen, een stationair en een tijdsafhankelijk geval. In het stationaire geval wordt het randmeer qua grondeigenschappen tot het Markermeer gerekend, in het tijdsafhankelijke geval tot Noord-Holland. Deze aanpak heeft enige, zij het geringe, invloed op de resultaten, maar maakt de te hanteren formules wel aanzienlijk eenvoudiger.

Stijghoogten
Verondersteld is dat het polderpeil in Noord-Holland vóór en na de aanleg van de Markerwaard 3 m – NAP bedraagt. Het peil in het huidige Markermeer is aangenomen op NAP (in plaats van 0,25 m – NAP). Bij de meeste berekeningen is verondersteld dat bij de aanleg van de Markerwaard het Markermeerpeil in 0,5 jaar verlaagd wordt tot 5 m – NAP. Het peil in het randmeer blijft gehandhaafd op NAP. Om het effect van een langzame drooglegging na te gaan, zijn ook enkele berekeningen uitgevoerd waarbij het Markermeerpeil in 3 in plaats van in 0,5 jaar met 5 meter wordt verlaagd. Tevens is een berekening uitgevoerd waarbij het Markermeerpeil in 3 jaar met 6 meter wordt verlaagd. Tenslotte zijn twee berekeningen uitgevoerd waarbij het Markermeerpeil in 0,5 jaar met 4 meter en in de daaropvolgende 4 jaar met nog 1 meter geleidelijk wordt verlaagd. Hiermede wordt een situatie gesimuleerd waarbij de drooglegging van het Markermeer in 0,5 jaar plaatsvindt en de ontginning, met een verdere polderpeilverlaging, in de daaropvolgende 4 jaar. Deze peilverlaging in twee fasen is realistischer dan een volledige peilverlaging in 0,5 jaar.

8.7 Resultaten van de berekeningen

In totaal zijn 14 berekeningen gemaakt, waarbij steeds verschillende invoergegevens zijn gebruikt.
De berekeningen resulteren in relaties tussen de stijghoogte in het watervoerende pakket (in m t.o.v. NAP) en de tijd (in jaren) op een aantal afstanden van het middelpunt van de cirkelvormig gedachte polder. Een voorbeeld van zo'n relatie is weergegeven in figuur 33.
In tabel 9 zijn de resultaten van de uitgevoerde berekeningen vermeld voor punten op 13,5 en 20 km afstand van het middelpunt van de cirkelvormige polder. Daarbij zijn de stijghoogten in m t.o.v. NAP vermeld op de tijdstippen 0 en 20 jaar na aanvang van de drooglegging; tevens is de stijghoogtedaling in die periode vermeld.
In tabel 10 is een voorbeeld van de resultaten van een uitgevoerde berekening weergegeven. De stijghoogten als functie van tijd en plaats zijn vermeld in m t.o.v. NAP.

Fig. 33 Resultaat van berekening 1 [38].



bere-kening	breedte randmeer (km)	droog-leggings-periode (jaren)	peilver-laging (m)	Pleistoceen ter plaatse van Noord-Holland		Holoceen ter plaatse van Markerwaard		stijghoogte in het watervoerende pakket t.p.v. Noord-Holland					
								r = 13,5 km			r = 20 km		
				k_h (m/s)	D_h (m)	k_v (m/s)	c_v (m^2/s)	t = 0 jr (m t.o.v. NAP)	t = 20 jr (m t.o.v. NAP)	verschil (m)	t = 0 jr (m t.o.v. NAP)	t = 20 jr (m t.o.v. NAP)	verschil (m)
1	1	0,5	5	4×10^{-4}	70	4×10^{-9}	3×10^{-7}	−2,45	−3,05	0,60	−2,90	−3,01	0,11
2	1	3	5	4×10^{-4}	70	4×10^{-9}	3×10^{-7}	−2,45	−3,03	0,58	−2,90	−3,01	0,11
3	2	0,5	5	4×10^{-4}	70	4×10^{-9}	3×10^{-7}	−2,24	−2,84	0,60	−2,86	−2,97	0,11
4	2	0,5	5	5×10^{-4}	250	4×10^{-9}	3×10^{-7}	−2,63	−3,00	0,37	−2,85	−3,00	0,15
5	2	0,5	5	4×10^{-4}	70	3×10^{-8}	3×10^{-6}	−1,05	−2,84	1,79	−2,64	−2,97	0,33
6	2	0,5	5	5×10^{-4}	250	3×10^{-8}	3×10^{-6}	−1,69	−3,19	1,50	−2,46	−3,07	0,61
7	2	3	5	5×10^{-4}	250	3×10^{-8}	3×10^{-6}	−1,69	−3,14	1,45	−2,46	−3,05	0,59
8	2	3	6	5×10^{-4}	250	3×10^{-8}	3×10^{-6}	−1,69	−3,43	1,74	−2,46	−3,17	0,71
9	1	0,5	5	5×10^{-4}	250	3×10^{-8}	3×10^{-6}	−1,90	−3,40	1,50	−2,55	−3,16	0,61
10	6	0,5	5	5×10^{-4}	250	3×10^{-8}	3×10^{-6}	−0,99	−2,49	1,50	−1,98	−2,59	0,61
11	2	0,5	5	5×10^{-4}	250	$1,5 \times 10^{-8}$	$1,5 \times 10^{-6}$	−2,06	−3,09	1,03	−2,62	−3,03	0,41
12	2	3	5	4×10^{-4}	70	4×10^{-9}	3×10^{-7}	−2,24	−2,82	0,58	−2,86	−2,97	0,11
13	2	0,5/4,5	4/5	4×10^{-4}	70	4×10^{-9}	3×10^{-7}	−2,24	−2,84	0,60	−2,86	−2,97	0,11
14	2	0,5/4,5	4/5	5×10^{-4}	250	3×10^{-8}	3×10^{-6}	−1,69	−3,17	1,48	−2,46	−3,07	0,61

Opmerking
Bij de berekeningen 3 t/m 8 en 11 t/m 14 stelt r = 13,5 km de grens tussen Noord-Holland en het randmeer voor; bij de berekeningen 1, 2 en 9 is 3 = 13,5 km een punt in Noord-Holland op 1 km afstand van het randmeer; bij berekening 10 is r = 13,5 km een punt in het randmeer op 4 km afstand van Noord-Holland.

Tabel 9: Samenvatting van berekeningsresultaten

tijd (jaren)	stijghoogte in het watervoerende pakket in m t.o.v. NAP t.p.v. km									
	0	5	11,5	12,5	13,5	15	17,5	20	25	30
0	– 2,0239	– 2,0645	– 2,2437	– 2,2849	– 2,4527	– 2,6319	– 2,8081	– 2,8991	– 2,9715	– 2,9918
0,5	– 2,1970	– 2,2290	– 2,3675	– 2,3735	– 2,5163	– 2,6575	– 2,8195	– 2,9042	– 2,9725	– 2,9920
1	– 2,4571	– 2,4766	– 2,5592	– 2,5172	– 2,6242	– 2,7189	– 2,8496	– 2,9190	– 2,9762	– 2,9929
1,5	– 2,6454	– 2,6561	– 2,6996	– 2,6242	– 2,7060	– 2,7722	– 2,8768	– 2,9330	– 2,9800	– 2,9940
2	– 2,7802	– 2,7845	– 2,8005	– 2,7018	– 2,7657	– 2,8134	– 2,8983	– 2,9443	– 2,9831	– 2,9948
2,5	2,8799	– 2,8797	– 2,8755	– 2,7596	– 2,8104	– 2,8453	– 2,9152	– 2,9532	– 2,9857	– 2,9956
3	– 2,9564	– 2,9526	– 2,9331	– 2,8041	– 2,8450	– 2,8705	– 2,9285	– 2,9604	– 2,9877	– 2,9962
3,5	– 3,0168	– 3,0102	– 2,9786	– 2,8394	– 2,8723	– 2,8907	– 2,9393	– 2,9662	– 2,9894	– 2,9967
4	– 3,0656	– 3,0567	– 3,0154	– 2,8679	– 2,8945	– 2,9073	– 2,9482	– 2,9710	– 2,9909	– 2,9971
4,5	– 3,1058	– 3,0951	– 3,0457	– 2,8915	– 2,9129	– 2,9212	– 2,9556	– 2,9750	– 2,9920	– 2,9974
5	– 3,1395	– 3,1272	– 3,0712	– 2,9113	– 2,9283	– 2,9328	– 2,9619	– 2,9784	– 2,9930	– 2,9977
6	– 3,1928	– 3,1781	– 3,1115	– 2,9427	– 2,9528	– 2,9515	– 2,9720	– 2,9838	– 2,9947	– 2,9982
7	– 3,2331	– 3,2165	– 3,1419	– 2,9664	– 2,9713	– 2,9657	– 2,9797	– 2,9880	– 2,9959	– 2,9986
8	– 3,2645	– 3,2465	– 3,1657	– 2,9849	– 2,9858	– 2,9769	– 2,9857	– 2,9913	– 2,9969	– 2,9989
9	– 3,2898	– 3,2706	– 3,1848	– 2,9999	– 2,9974	– 2,9859	– 2,9906	– 2,9940	– 2,9977	– 2,9992
10	– 3,3105	– 3,2904	– 3,2005	– 3,0121	– 3,0070	– 2,9934	– 2,9947	– 2,9962	– 2,9984	– 2,9994
12	– 3,3425	– 3,3209	– 3,2247	– 3,0310	– 3,0218	– 3,0049	– 3,0009	– 2,9996	– 2,9994	– 2,9997
14	– 3,3660	– 3,3433	– 3,2425	– 3,0449	– 3,0327	– 3,0134	– 3,0056	– 3,0022	– 3,0002	– 2,9999
16	– 3,3840	– 3,3605	– 3,2562	– 3,0556	– 3,0410	– 3,0200	– 3,0091	– 3,0041	– 3,0008	– 3,0001
18	– 3,3982	– 3,3741	– 3,2670	– 3,0640	– 3,0476	– 3,0252	– 3,0120	– 3,0057	– 3,0013	– 3,0003
20	– 3,4098	– 3,3851	– 3,2757	– 3,0708	– 3,0530	– 3,0294	– 3,0143	– 3,0070	– 3,0017	– 3,0004
25	– 3,4309	– 3,4053	– 3,2917	– 3,0834	– 3,0628	– 3,0372	– 3,0185	– 3,0093	– 3,0024	– 3,0006
30	– 3,4453	– 3,4190	– 3,3026	– 3,0919	– 3,0695	– 3,0424	– 3,0214	– 3,0109	– 3,0029	– 3,0008

Tabel 10: Resultaten van berekening 1

Bij de interpretatie van de berekeningsresultaten is verondersteld, dat de eindsituatie 20 jaar na aanvang van de drooglegging wordt bereikt, aangezien de hydrodynamische periode van de beschouwde holocene afzettingen dan in elk geval voorbij is. Het rekenmodel berekent ook na die periode nog geringe stijghoogtedalingen, maar deze worden niet van belang geacht vanwege de klimatologische schommelingen in de geohydrologische balans.

Indien de peilverlaging van het Markermeer in 0,5 jaar plaatsvindt (berekeningen 1, 3 t/m 6 en 9 t/m 11), dan is de stijghoogtedaling in de tijd, uitgedrukt ten opzichte van de uiteindelijke stijghoogtedaling:

- na 1 jaar: minimaal 30%, maximaal 70%
- na 2 jaar: minimaal 50%, maximaal 80%
- na 4 jaar: minimaal 70%, maximaal 90%
- na 6 jaar: minimaal 80%, maximaal 95%
- na 10 jaar: minimaal 90%, maximaal 98%
- na 20 jaar: 100%

Indien de peilverlaging van het Markermeer in 3 in plaats van in 0,5 jaar plaatsvindt (berekeningen 2, 7, 8 en 12), dan is de stijghoogtedaling in de tijd, uitgedrukt ten opzichte van de uiteindelijke stijghoogtedaling:

- na 1 jaar: minimaal 15%, maximaal 40%
- na 2 jaar: minimaal 40%, maximaal 65%
- na 4 jaar: minimaal 65%, maximaal 80%
- na 6 jaar: minimaal 80%, maximaal 90%
- na 10 jaar: minimaal 90%, maximaal 95%
- na 20 jaar: 100%.

Indien de peilverlaging ter plaatse van het Markermeer in twee fasen plaatsvindt, 4 m in 0,5 jaar en vervolgens nog 1 m extra in de daaropvolgende 4 jaar (berekeningen 13 en 14), dan is de stijghoogtedaling in de tijd, uitgedrukt in percentages van de uiteindelijke stijghoogtedaling:

- na 1 jaar: minimaal 20%, maximaal 60%
- na 2 jaar: minimaal 45%, maximaal 75%
- na 4 jaar: minimaal 70%, maximaal 90%
- na 6 jaar: minimaal 80%, maximaal 93%
- na 10 jaar: minimaal 90%, maximaal 97%
- na 20 jaar: 100%

Alle genoemde percentages zijn vrijwel onafhankelijk van de plaats en gelden derhalve zowel onder de Markerwaard als onder Noord-Holland.

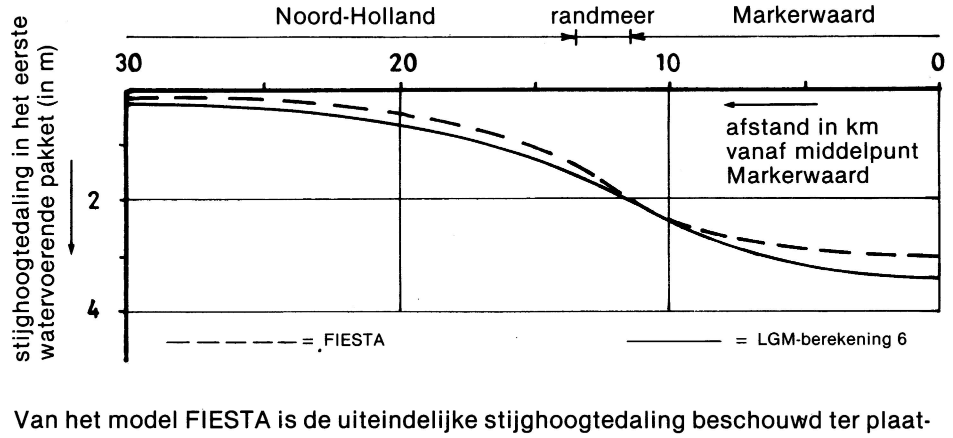
8.8 Conclusies

De uiteindelijke stijghoogtedalingen berekend met het model INPOLDER wijken niet veel af van de resultaten die met het model FIESTA zijn berekend [38].
In figuur 34 zijn de resultaten weergegeven van zowel FIESTA als van berekening 6 volgens INPOLDER, welke het meest aansluit op de situatie na inpolderen.

In figuur 35 is bij drie verschillende peilverlagingsscenario's het stijghoogtedalingsverloop in de tijd getekend. Bij elk scenario zijn twee tijd-stijghoogtedalingslijnen getekend, namelijk de twee berekende uiterste waarden.

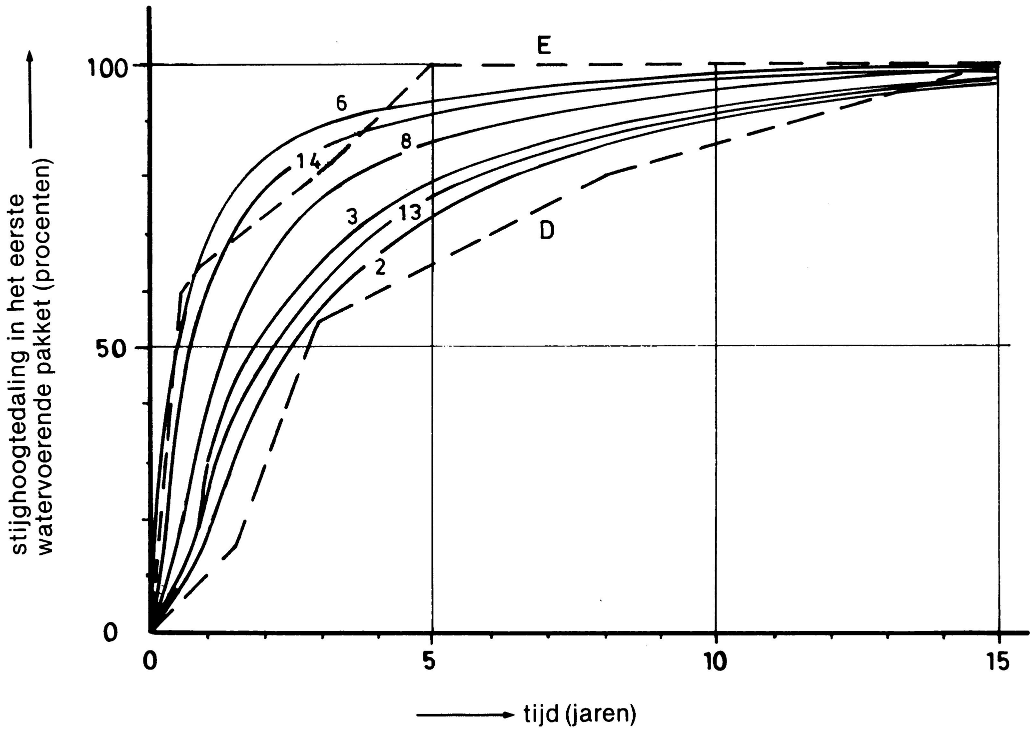
Geconcludeerd kan worden dat de stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket, zoals is verondersteld, met ongeveer dezelfde snelheid zal plaatsvinden als destijds bij de aanleg van Zuidelijk Flevoland is gemeten, namelijk circa 90% van de uiteindelijke stijghoogtedaling zal plaatsvinden in 5 à 7 jaar na de aanvang van de peilverlaging van het Markermeer, althans indien de peilverlaging ongeveer zal geschieden als destijds bij de aanleg van Zuidelijk Flevoland.

Uit de berekeningen blijkt tevens dat een peilverlaging van het Markermeer in 3 in plaats van 0,5 jaar tot gevolg heeft dat circa 90% van de uiteindelijke stijghoogtedaling zal plaatsvinden in 7 à 9 jaar na de aanvang van de peilverlaging.
Een peilverlagingsperiode van 3 in plaats van 0,5 jaar heeft alleen in de eerste 5 jaar invloed.
Een peilverlaging in twee fasen van 0,5 en 4 jaar resulteert in een tijd-stijghoogteverloop dat tussen dat behorende bij een peilverlagingsperiode van 0,5 en van 3 jaar in ligt, waarbij het verloop het meest aansluit bij een verlagingsperiode van 0,5 jaar.



Van het model FIESTA is de uiteindelijke stijghoogtedaling beschouwd ter plaatse van de lijn Markerwaard – Edam / Volendam – Zaandam

Fig. 34
Vergelijking van uiteindelijke stijghoogtedalingen [38].



VERKLARING:

2, 3, 6, 8, 13 en 14: berekende stijghoogtedalingen
D en E : veronderstelde stijghoogtedalingen (zie hoofdstuk 9)

Fig. 35 Het stijghoogtedalingsverloop bij verschillende peilverlagingsscenario's [38].

9 HET ZETTINGSVERLOOP IN DE TIJD

9.1 Berekeningswijze

Gewoonlijk worden in de grondmechanica zettingen uitgerekend die in een periode van circa 30 jaar zullen optreden. Deze worden dan de 'eind'-zettingen genoemd. De nog te verwachten zettingen na die periode zullen in het algemeen zeer gering zijn.
Voor het berekenen van het verloop van de zettingen van de holocene grondlagen in Noord-Holland binnen die periode van 30 jaar is gebruik gemaakt van een computerprogramma, genaamd EDICO (een afkorting van ééndimensionale consolidatie) [34, 37]. EDICO kan worden gebruikt om primaire zettingen en wateroverspanningen als functie van de tijd te berekenen bij (nagenoeg) ééndimensionale consolidatieproblemen, zoals (hier) een daling van de waterspanning aan de onderrand van het samendrukbare lagenpakket. Deze daling van de waterspanning kan tijdsafhankelijk worden opgegeven. Het rekenmodel gaat uit van de ééndimensionale consolidatievergelijking van Terzaghi:

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 w}{\partial z^2},$$

waarin:

w	=	wateroverspanning	(kN/m²)
t	=	tijd	(s)
k_v	=	verticale doorlatendheid	(m/s)
m_v	=	samendrukkingscoëfficiënt	(m²/kN)
γ_w	=	volumegewicht van water	(kN/m³)
z	=	diepte	(m)

De oplossing wordt in het rekenmodel bepaald met behulp van de eindige elementenmethode en een impliciet integratieschema in de tijd.

De 'eind'-zetting is opgebouwd uit primaire en seculaire zettingen en is berekend met de formule van Koppejan [20]:

$$z_t = h\left(\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \log \frac{t}{t_o}\right) \ln \frac{p + \Delta p}{p},$$

waarin:

z_t	=	zetting in t dagen	(m)
h	=	laagdikte	(m)
C_p	=	grootheid m.b.t. primaire zakking	(–)
C_s	=	grootheid m.b.t. seculaire zakking	(–)
t	=	tijd	(dagen)
t_o	=	tijdseenheid (hier 1 dag)	(dagen)
p	=	bestaande korrelspanning	(kN/m²)
Δp	=	korrelspanningsverhoging	(kN/m²)

De tijd-zettingslijn, gevonden met het programma EDICO is achteraf ingepast in de tijd-zettingslijn volgens de formule van Koppejan. Bij de onderhavige berekeningen zijn de tijd-zettingslijnen als volgt verkregen:

- het stijghoogtedalingsverloop in de eerste vijf jaar na aanvang van de drooglegging wordt gesplitst in 10 stukken, die gedurende een half jaar een constante stijghoogtedaling vertonen;
- bij elk van de 10 stukken behoort een seculair zettingsproces, dat geacht wordt aan te vangen als de aanpassing (momentane korrelspanningsverhoging gedeeld door uiteindelijke korrelspanningsverhoging) circa 50% bedraagt als gevolg van dat bepaalde stukje stijghoogtedaling;
- via superpositie op elk tijdstip wordt het totale seculaire zettingsverloop verkregen;
- optellen van het primaire en seculaire zettingsverloop geeft de tijd-zettingslijn.

Teneinde in het onderzoeksgebied de tijd-zettingslijnen als eerder beschreven te kunnen berekenen, dienen de volgende gegevens naar grootte, plaats en tijd (voor zover van toepassing) bekend te zijn:

- de grondeigenschappen: doorlatendheid en samendrukbaarheid per grondlaag;
- de grond- en hydrologische gesteldheid: aard en dikte van de grondlagen, huidige waterspanningen;
- de daling van het freatische vlak als gevolg van de aanleg van de Markerwaard;
- de stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket als gevolg van de aanleg van de Markerwaard.

9.2 Grondeigenschappen

Ten behoeve van het berekenen van het tijd-zettingsverloop met EDICO, dient de grootte van de samendrukkingscoëfficiënt (m_v) bekend te zijn. Derhalve is een diagram gemaakt met een verband tussen de samendrukkingscoëfficiënt (m_v) en de korrelspanning (σ_k), afhankelijk van het volumegewicht (γ) van de grondmonsters (figuur 36). Dit diagram is gebaseerd op het in 1981 uitgevoerde laboratoriumonderzoek op grondmonsters uit het onderzoeksgebied [29, 30] en is slechts van toepassing bij kleine korrelspanningsverhogingen, zoals hier het geval is.

De invloed van de grootte van de verticale doorlatendheden van de diverse grondlagen op het tijd-zettingsverloop is onderzocht door berekeningen, gemaakt met behulp van:

- doorlatendheden van grondlagen gebaseerd op laboratoriumonderzoek [33], zie hiervoor hoofdstuk 3;
- doorlatendheden van grondlagen die 2,5 x zo groot zijn [9].

Opgemerkt wordt dat de variatie in de grootte van de doorlatendheden geen invloed heeft op de grootte van de 'eind'-zettingen. De verhouding tussen de doorlatendheden van de diverse grondlagen is voor beide gevallen namelijk dezelfde.

9.3 Grond- en hydrologische gesteldheid

Zoals in 3.2 is uiteengezet, is het onderzoeksgebied ingedeeld in circa 160 grondprofieltypen. Elk grondprofieltype wordt daarbij gekenmerkt door zowel een vastgelegd grondprofiel, als ook door een bepaalde freatische grondwaterstand en een bepaalde stijghoogte in het eerste watervoerende pakket.

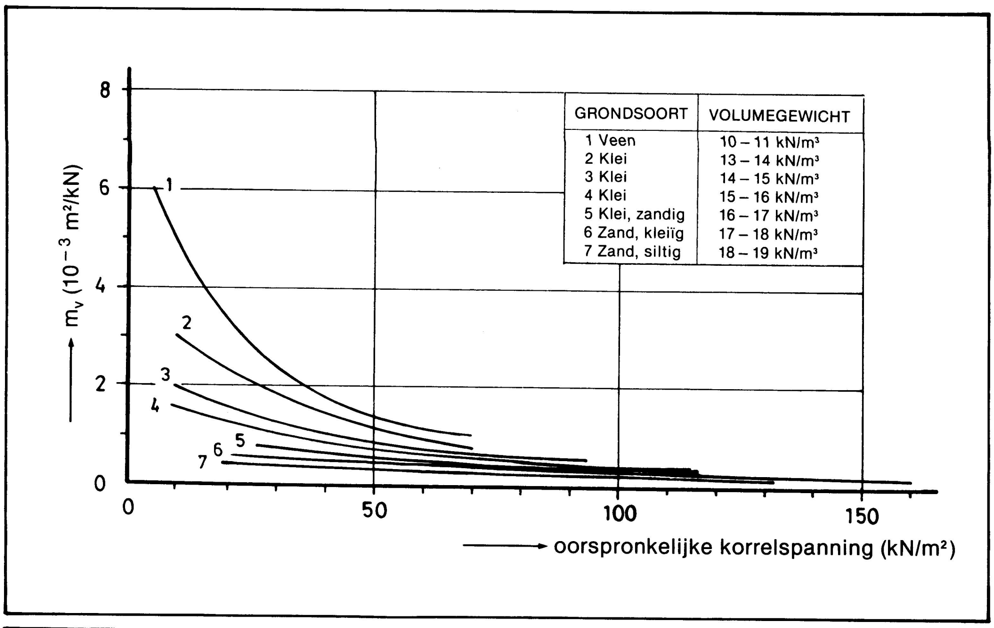


Fig. 36
Relatie samendrukkingscoëfficiënt en korrelspanningsniveau [34].

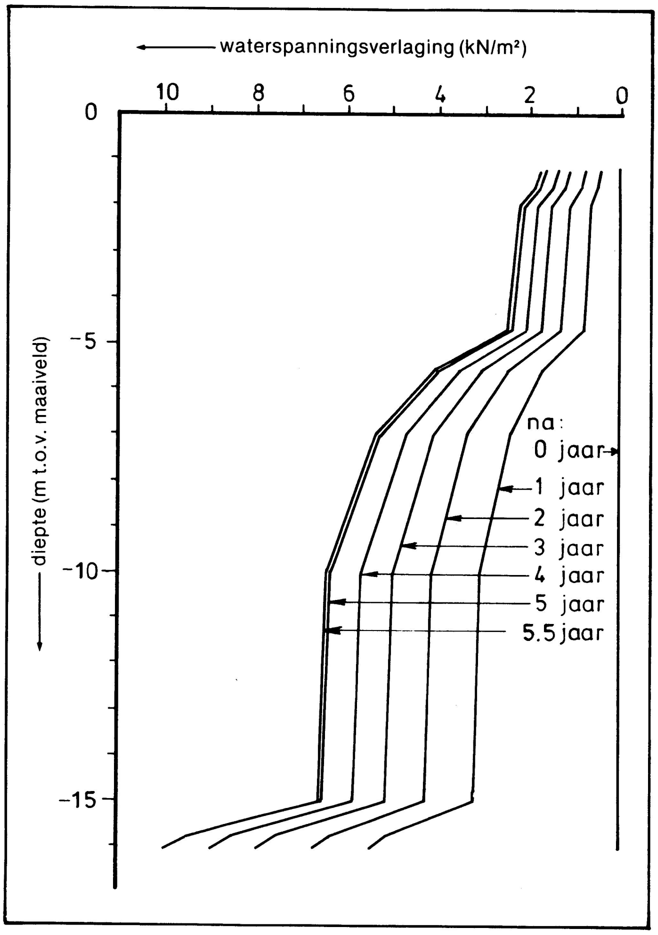


Fig. 37
Isochronenverloop voor grondprofiel Az1k.3D, berekening A1 [34].

Deze circa 160 grondprofieltypen zijn vervolgens alle ingedeeld in vier klassen met een verschillende hydrodynamische periode.

9.4 Daling van het freatische vlak

De grootte van de uiteindelijke daling van het freatische vlak in de diverse deelgebieden is berekend in het kader van het cultuurtechnisch onderzoek [10].
Ook het dalen van het freatische vlak is een tijdsafhankelijk proces en hangt ten nauwste samen met de tijdsafhankelijke stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket.
Met behulp van oriënterende berekeningen met EDICO kon uit het verloop van de isochronen (dit zijn lijnen die punten met elkaar verbinden die op een zelfde tijdstip de grootte van de wateroverspanning op iedere diepte in het grondlagenpakket aangeven) in de grondlagen geconcludeerd worden dat aan de bovenrand van het lagenpakket de waterspanningen na circa 0,5 jaar beginnen te veranderen (figuur 37).
Deze periode hangt uiteraard samen met de grondeigenschappen. Op basis van bovenstaande is als tijdsafhankelijke randvoorwaarde aan de bovenrand van het lagenpakket opgelegd, dat het verloop van de daling van het freatische vlak een half jaar in de tijd 'achterloopt' bij de daling van de stijghoogte van het grondwater in het eerste watervoerende pakket. Bij het opleggen van een randvoorwaarde aan de bovenrand van het lagenpakket is tevens rekening gehouden met een daling van het maaiveld in de tijd. De daling van het freatische vlak wordt daardoor gedeeltelijk gecompenseerd.

9.5 Stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket

Er zijn berekeningen uitgevoerd uitgaande van zes verschillend veronderstelde stijghoogtedalingen in de tijd [34, 37]. Ten tijde van het uitvoeren van deze berekeningen waren namelijk nog geen resultaten bekend van de in het vorige hoofdstuk beschreven aanpak.
De hierna beschreven relaties worden geacht voor iedere locatie te gelden.

A Een tussen t = 0 en t = 5 jaar (na aanvang van de drooglegging) lineair verband tussen tijd en stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket (figuur 38); de uiteindelijke stijghoogtedaling wordt in vijf jaar gerealiseerd.
Dit lineaire verband is gebaseerd op waarnemingen in Marken (met name peilbuis 25F-66) van stijghoogtedalingen in het eerste watervoerende pakket in de jaren 1967 t/m 1971 als gevolg van de aanleg van de polder Zuidelijk Flevoland.

B Een tussen t = 0 en t = 5 jaar (na aanvang van de drooglegging) niet-lineair verband tussen tijd en stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket (figuur 39); de uiteindelijke stijghoogtedaling wordt in vijf jaar gerealiseerd.
Dit niet-lineaire verband is gebaseerd op waarnemingen ter plaatse van de noordwestelijke ringdijk van Zuidelijk Flevoland (de peilbuizen 25F-72, 26A-18 en 26B-8) van stijghoogtedalingen in het eerste watervoerende pakket in de jaren 1967 – 1972 als gevolg van de aanleg van de polder Zuidelijk Flevoland.

C Een tussen t = 0 en t = 10 jaar (na aanvang van de drooglegging) niet-lineair verband tussen tijd en stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket (figuur 39); de uiteindelijke stijghoogtedaling wordt in 10 jaar gerealiseerd.

D Een tussen t = 0 en t = 15 jaar (na aanvang van de drooglegging) niet-lineair verband tussen tijd en stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket (figuur 39); de uiteindelijke stijghoogtedaling wordt in 15 jaar gerealiseerd.

E Een tussen t = 0 en t = 5 jaar (na aanvang van de drooglegging) niet-lineair verband tussen tijd en stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket (figuur 40); de uiteindelijke stijghoogtedaling wordt in 5 jaar gerealiseerd.

F Een tussen t = 0 en t = 7,5 jaar (na aanvang van de drooglegging) lineair verband tussen tijd en stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket (figuur 38); de uiteindelijke stijghoogtedaling wordt in 7,5 jaar gerealiseerd.

De uit de waargenomen stijghoogtedalingen als gevolg van de aanleg van de polder Zuidelijk Flevoland afgeleide relaties A en B tussen tijd en stijghoogtedaling worden representatief geacht voor het tijd-stijghoogtebeeld dat zal ontstaan als gevolg van aanleg van de Markerwaard.
De relaties C, D en F berusten niet op waarnemingen, zoals de relaties A en B, maar zijn beschouwd om de invloed van het stijghoogtedalingsverloop in de tijd op het tijd-zettingsverloop vast te stellen. Relatie E is gebaseerd op waarnemingen van één peilbuis ter plaatse van de noordwestelijke ringdijk van Zuidelijk Flevoland, van stijghoogtedalingen in het eerste watervoerende pakket in de jaren 1967 – 1972 als gevolg van de aanleg van de polder Zuidelijk Flevoland.

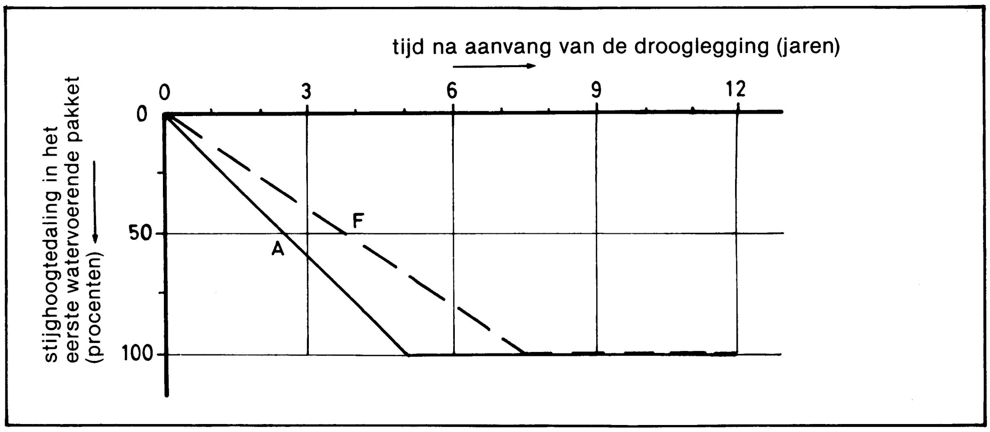


Fig. 38
Relaties A en F tussen tijd en stijghoogtedaling [34, 37].

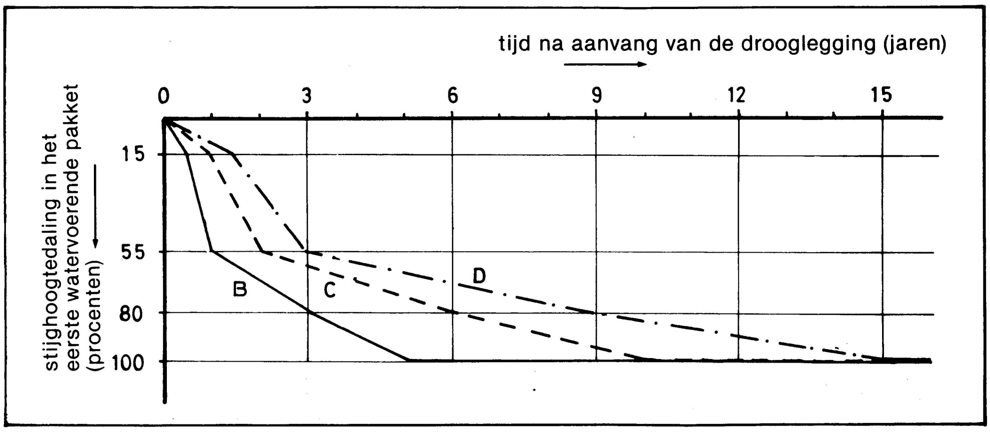


Fig. 39
Relaties B, C en D tussen tijd en stijghoogtedaling [34, 37].

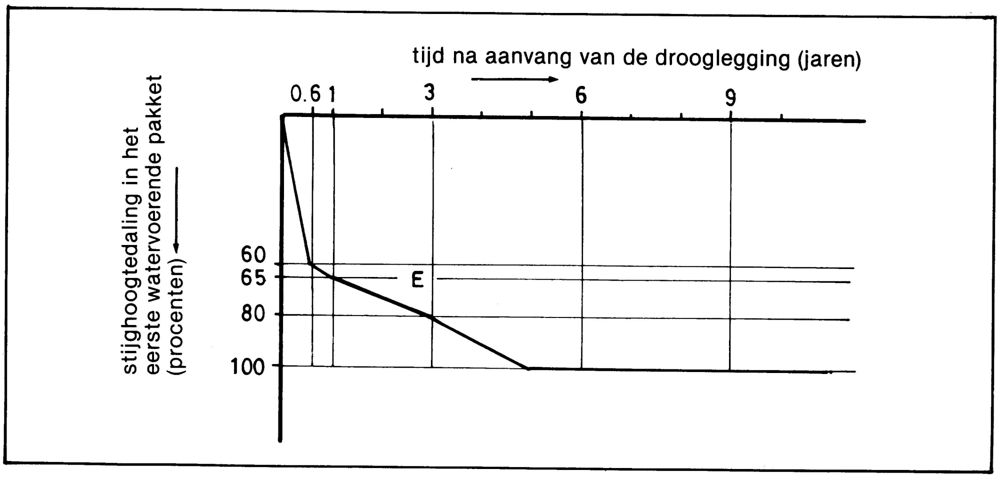


Fig. 40
Relatie E tussen tijd en stijghoogtedaling [37].

9.6 Berekeningsresultaten

Uit het in 4.2 gepresenteerde diagram met een relatie tussen de uiteindelijke stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket en de 'eind'-zetting blijkt een nagenoeg lineair verband tussen beide grootheden [9].

Uit de berekeningen van het tijd-zettingsverloop blijkt dat bij verder gelijke invoergegevens variaties in de grootte van de uiteindelijke stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket identieke tijd-zettingslijnen opleveren indien de zetting wordt uitgezet als percentage van de 'eind'-zetting. Deze gelijkvormigheid kan ook afgeleid worden uit de wijze, waarop de primaire en seculaire zettingen zijn berekend.

De figuren 41 en 42 tonen tijd-zettingslijnen voor één van de vier representatief geachte grondprofieltypen, met een logaritmische of lineaire tijdschaal, op basis van de in de vorige paragraaf beschreven relaties D en E.

Uit de berekeningsresultaten blijkt dat uitgaande van de in 9.5 vermelde relaties, in 3 jaar na het begin van de drooglegging de volgende percentages van de 'eind'-zetting zullen optreden:

- A: 35 à 50%
- B: 60 à 70%
- C: 40 à 50%
- D: 30 à 40%
- E: 60 à 70%
- F: circa 30%.

De zettingssnelheid op iedere locatie in het onderzoeksgebied wordt als volgt bepaald. Nadat de 'eind'-zetting op de bewuste locatie bekend is [9], wordt met behulp van de grafieken betreffende het tijd-zettingsverloop de zettingssnelheid in een bepaalde periode in bijvoorbeeld mm/jaar uitgerekend.
Opgemerkt wordt, dat van de aan de berekeningen ten grondslag liggende invoergegevens vooral het verloop in de tijd van de stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket van grote invloed is op het tijd-zettingsverloop en de daaruit afgeleide maximale zettingssnelheid.
Is het verband in de eerste vijf jaar na de drooglegging lineair, dan treedt bij alle grondprofieltypen in de tijd een nagenoeg lineair zettingsverloop op dat nauwelijks wordt beïnvloed door bijvoorbeeld de grootte van de verticale doorlatendheden van de grondlagen. In die periode is de toeneming van de zetting per half jaar (ten opzichte van de 'eind'-zetting) ongeveer gelijk aan de toeneming van de stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket per half jaar (ten opzichte van de uiteindelijke stijghoogtedaling).
Deze relatie tussen het verloop van zetting en stijghoogtedaling bestaat ook bij een lineair verloop van de stijghoogtedaling in een periode die langer is dan vijf jaar.
Treedt in het eerste jaar na aanvang van de drooglegging reeds een groot deel van de uiteindelijke stijghoogtedaling van het grondwater in het eerste watervoerende pakket op, dan blijken uit het tijd-zettingsverloop grotere zettingssnelheden op te treden, waarbij enig onderscheid in de maximale zettingssnelheid van de grondprofieltypen gemaakt kan worden.

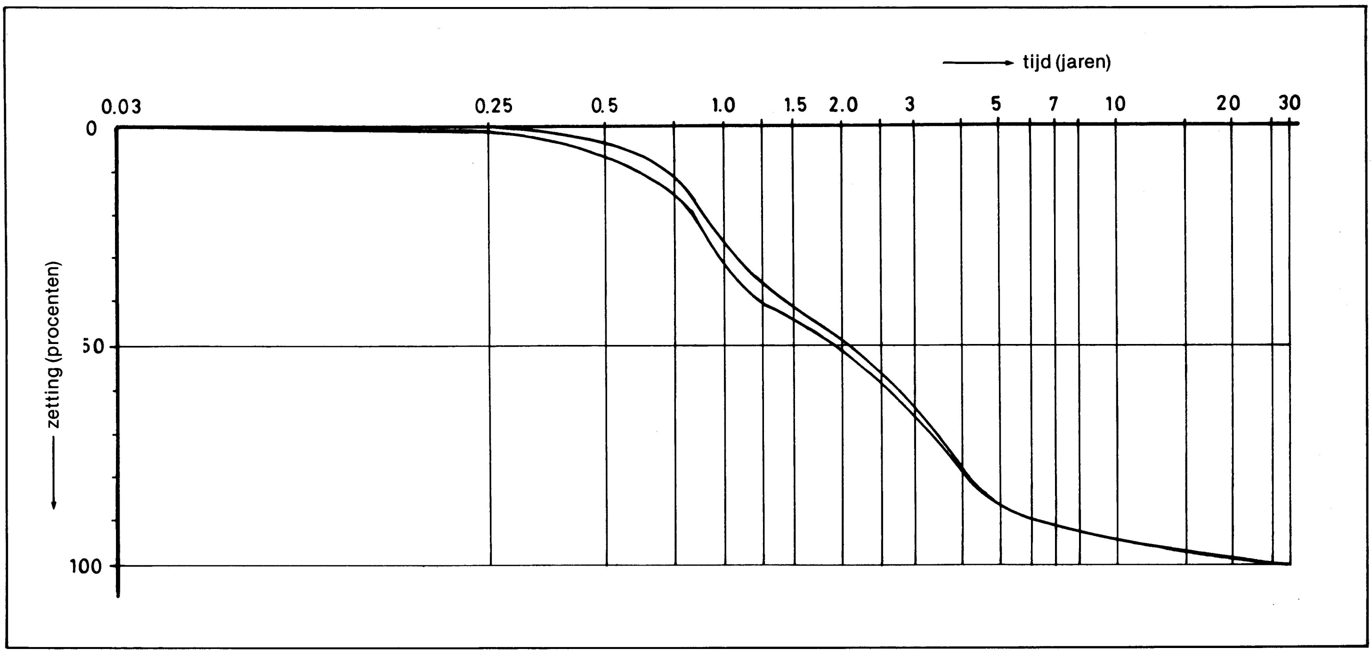


Fig. 41 Tijd-zettingsverloop grondprofiel Az1k.3D (logaritmisch) [34].

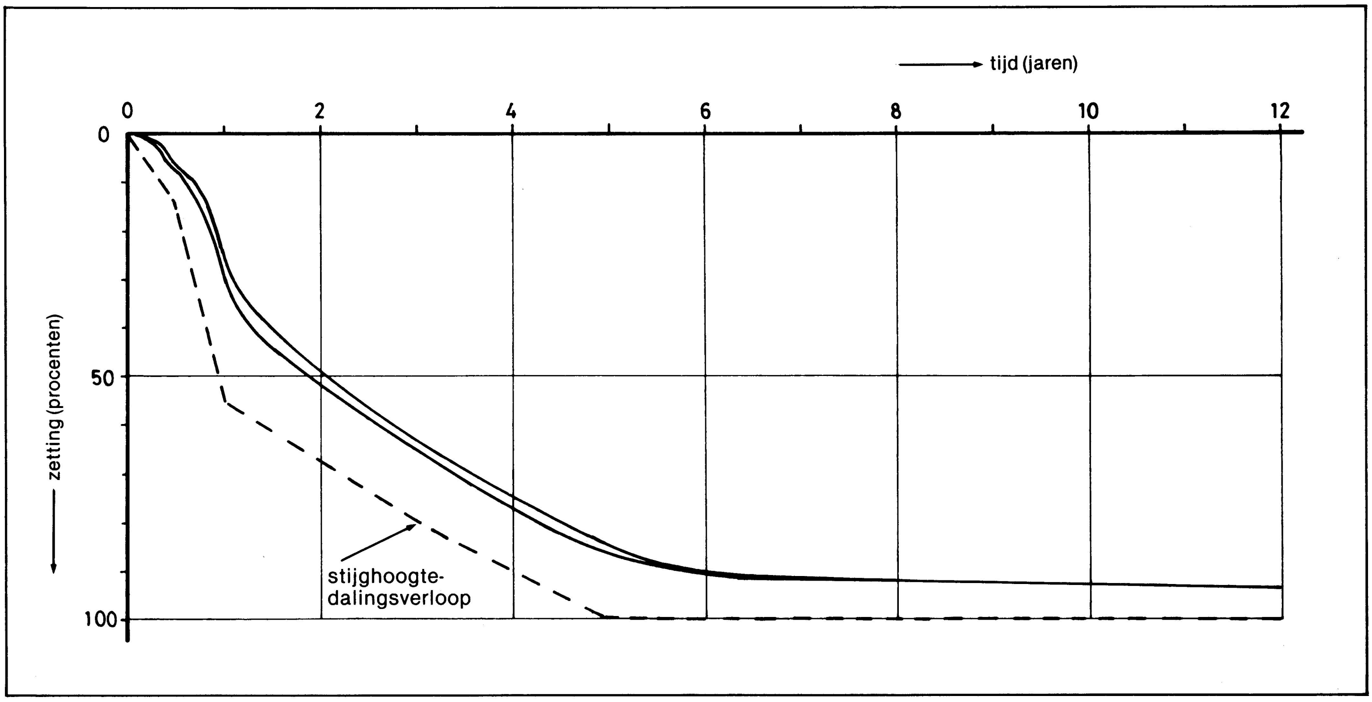


Fig. 42 Tijd-zettingsverloop grondprofiel Az1k.3D (lineair) [34].

10.1 Probleemstelling

Ten gevolge van de aanleg van de Markerwaard zullen de stijghoogte van het grondwater in het eerste watervoerende pakket en het freatische vlak dalen. Beide verschijnselen veroorzaken een daling van de waterspanning en derhalve een verhoging van de korrelspanning in het holocene afdekkende pakket. Deze korrelspanningsverhoging leidt tot een zetting van de holocene grondlagen c.q. een daling van het maaiveld. Wegens de aard van de belastingverhoging – waterspanningsdaling in het eerste watervoerende pakket – zal de zetting beginnen in de onderste grondlagen en zich naar boven toe doorzetten.
De daling van het maaiveld én de toeneming van de korrelspanning zorgen voor een extra belasting op paalfunderingen wegens de zich langs de paalschachten ontwikkelende, extra belasting als gevolg van negatieve kleef. De met deze extra belasting gepaard gaande zakkingen van paalfunderingen en de gevolgen hiervan voor eventuele schade aan de erop rustende bebouwing komen in het volgende hoofdstuk aan de orde.
In dit hoofdstuk worden enkele theoretische berekeningsvoorbeelden uitgewerkt, teneinde nader te onderzoeken, welke relatie er bestaat tussen de daling van het maaiveld en de zakking van de paalkop van een alleenstaande paal, waarbij rekening is gehouden met de voorkomende grondgelaagdheid, de gangbare paalbelasting en de meest voorkomende paaltypen in het onderzoeksgebied.

De vier berekeningsvoorbeelden zijn gekozen in de stedelijke gebieden Monnickendam, Edam/Volendam, Hoorn en Enkhuizen; alle zijn gelegen aan het Markermeer.
Elk van deze gebieden bezit min of meer een eigen kenmerkende grondgelaagdheid. In figuur 43 is de grondgelaagdheid van het voorbeeld uitgezocht in Monnickendam, middels een sondering en boring, afgebeeld. Tevens zijn gegevens vermeld omtrent:
- het maaiveldniveau;
- de huidige gemiddeld laagste grondwaterstand;
- de grondspanningslijn;
- de huidige korrelspanningen;
- de huidige waterspanningslijn;
- de nieuwe waterspanningslijn, die zal ontstaan bij 1,0 m stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket en de daarmee gepaard gaande daling van het freatische vlak;
- de verwachte zetting per grondlaag ten gevolge van eerder genoemde verandering van de waterspanning.

In tabel 11 zijn deze gegevens samengevat.

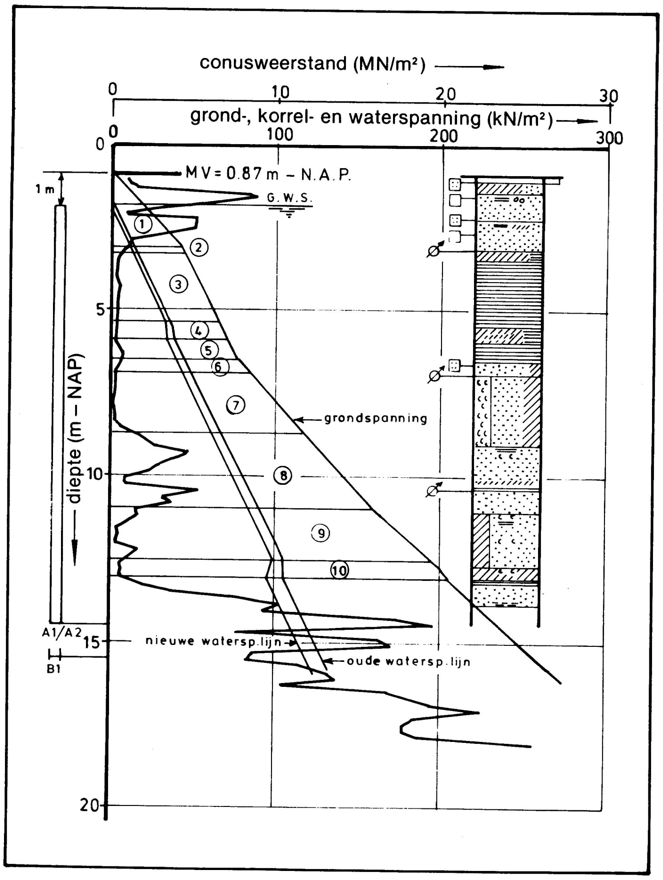


Fig. 43 Grondgelaagdheid van het voorbeeld in Monnickendam [32].

maaiveldniveau huidige glg*		0,87 m – NAP 1,77 m – NAP
zetting grondlaag (indicatief)	1	0,1 cm
	2	0,3 cm
	3	3,3 cm
	4	0,6 cm
	5	1,2 cm
	6	0,1 cm
	7	0,8 cm
	8	0,4 cm
	9	0,4 cm
	10	0,7 cm
zetting totaal:		7,8 cm

*) glg = gemiddeld laagste grondwaterstand.

Tabel 11: Geotechnische gegevens van het voorbeeld in Monnickendam [32]

10.2 Beschouwde paaltypen

Overeenkomstig de opgave van het Adviesbureau voor Bouwtechniek zijn drie paaltypen beschouwd. Deze zijn representatief gesteld voor het oostelijke deel van Noord-Holland. De drie paaltypen kunnen als volgt worden omschreven.

A Houten palen
Paaltype A1 ten behoeve van woningen die te karakteriseren zijn als laagbouw en gebouwd zijn na 1950:
- permanente paalkopbelasting vanuit het gebouw (= nuttige belasting = paalkopbelasting), P_{nb} = 60 kN;
- omtrek paalpunt 35 cm; puntoppervlak 97,5 cm²;
- omtrek paalkop 70 cm.

Paaltype A2 ten behoeve van woningen die te karakteriseren zijn als middelhoogbouw en gebouwd zijn na 1950:
- permanente paalkopbelasting vanuit het gebouw, P_{nb} = 80 kN;
- omtrek paalpunt 40 cm; puntoppervlak 127,5 cm²;
- omtrek paalkop 80 cm.

B Prefab betonpalen

Paaltype B1 ten behoeve van woningen die te karakteriseren zijn als middelhoogbouw en gebouwd zijn na 1950:

- permanente paalkopbelasting vanuit het gebouw, P_{nb} = 300 kN;
- paalafmetingen 29 x 29 cm².

Het draagvermogen en het inheiniveau van de beschouwde palen zijn voor het berekeningsvoorbeeld bepaald aan de hand van sondeer- en boorresultaten zoals in figuur 43. De invloed van de toeneming van de korrelspanning in de funderingszandlaag op het draagvermogen is klein en daarom verwaarloosd.

10.3 Last-zakkingsdiagram van een alleenstaande paal

De berekeningsvoorbeelden zijn uitgewerkt voor een alleenstaande, geheide paal, die het draagvermogen ontleent aan de paalpunt en de positieve kleef in de funderingszandlaag.

Bij de bepaling van de relatie tussen de belasting op de paalkop en de verplaatsing van de paalkop is gebruik gemaakt van enkele algemeen geldende last-zakkingsdiagrammen, om daarmee onder- en bovengrenzen te kunnen afleiden ten aanzien van de mate van paalkopzakking die door maaiveldaling wordt veroorzaakt.

In dit verband kan de reeks proefbelastingen, die Ir. G. Plantema in 1948 op een geheide paal heeft uitgevoerd, worden genoemd [41]. Deze paal ontleende alleen draagvermogen aan grondweerstand ter plaatse van de paalpunt. Uit deze reeks proefbelastingen werd een vaste relatie gevonden tussen de zakking van de paalpunt en de verhouding tussen de belasting op de paalpunt en het grensdraagvermogen. In het kader van dit onderzoek is het betreffende last-zakkingsdiagram als ondergrens (relatief stijf gedrag) voor de paalkopzakking aangehouden.

Als bovengrens (relatief slap gedrag) voor de paalkopzakking zijn resultaten van proefbelastingen op houten- en betonpalen aangehouden, zoals die in enkele andere publicaties [8, 48] zijn vermeld.

Bij deze proefbelastingen betrof het steeds kortstondige belastingen op de paal. In feite wordt een paalfundering echter blootgesteld aan langdurige belastingen. Proefbelastingen tonen aan, dat bij langdurige belastingen in de buurt van het grensdraagvermogen, de paalkopzakkingen in de tijd toenemen.

Op basis hiervan is verondersteld dat bij een constante, langdurige belasting op de paalkop:

- beneden 75% van het grensdraagvermogen de zakking van de paal in de tijd niet toeneemt;
- boven 80% van het grensdraagvermogen de zakking van de paal in de tijd doorgaand is.

Met behulp van deze twee veronderstellingen is uit het last-zakkingsdiagram voor een kortstondige belasting het last-zakkingsdiagram voor een langdurige belasting 'geconstrueerd'. In figuur 44 is dit voor de paaltypen A1 en A2 weergegeven.

10.4 Het verschijnsel negatieve kleef

De meeste paalfunderingen reiken tot in het pleistocene zand. In enkele gevallen is voor een houten paalfundering een (hoger gelegen) holocene zandlaag als funderingszandlaag gekozen.

Bij het opzetten van het berekeningsmodel is in het volgende in eerste instantie verondersteld, dat er in de huidige situatie geen negatieve kleef aanwezig is: de paal wordt alleen belast door een permanente belasting vanuit het gebouw (= paalkopbelasting). De situatie waarbij er thans al wel sprake is van negatieve kleef komt later aan de orde.

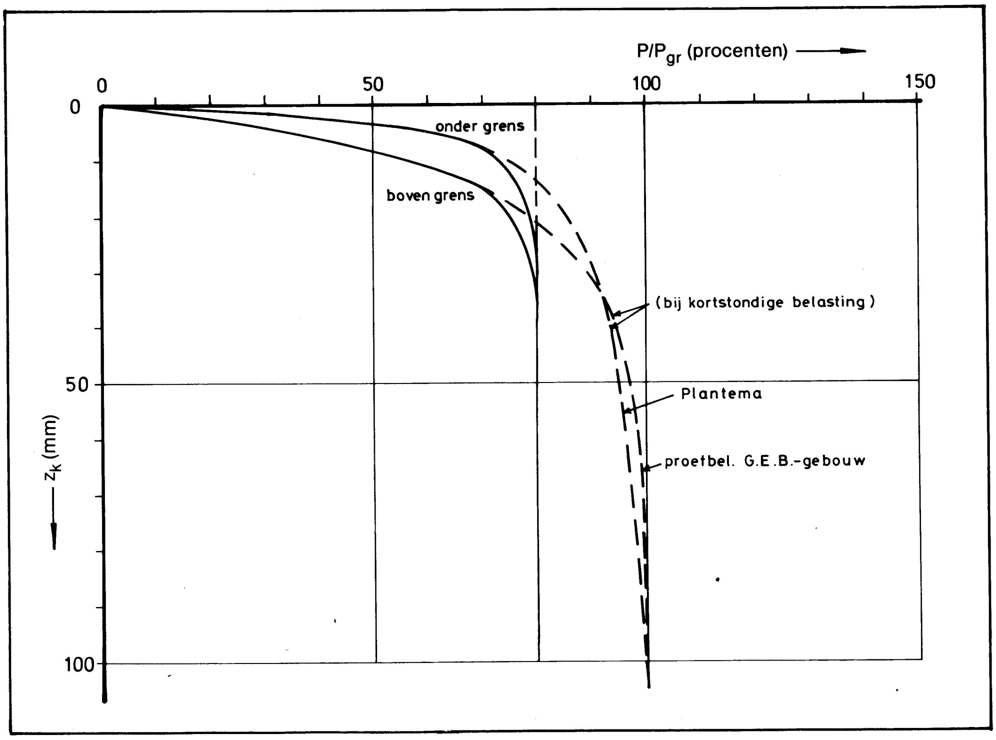


Fig. 44
Last-zakkingsdiagram paaltypen A1 en A2 [32].

De samendrukbare holocene grondlagen, die zich boven de funderingszandlaag bevinden, zullen ten gevolge van de verhoging van de korrelspanning gaan zetten en dientengevolge neerwaartse wrijvingskrachten – negatieve kleef – op de paalschacht gaan uitoefenen; de paal wordt nu niet alleen meer belast door de paalkopbelasting, maar ook door negatieve kleef.

Ten aanzien van deze neerwaartse wrijvingskrachten (negatieve kleef) worden hier drie begrippen onderscheiden:

1 De op een paalschacht werkende 'negatieve kleef' (W_{neg}) is de neerwaartse wrijvingskracht, die de grond boven de funderingszandlaag op een paal uitoefent ten gevolge van een relatieve neerwaartse verplaatsing van de grond ten opzichte van de paalschacht. (N.B. 'Positieve kleef' is de opwaartse wrijvingskracht (W_{pos}), die grond op een paalschacht uitoefent ten gevolge van een relatieve opwaartse verplaatsing).
2 De 'maximaal mogelijke negatieve kleef' is de som van de (maximale) wrijvingskrachten (W_{max}), die elke grondlaag boven de funderingszandlaag, op een paalschacht kan uitoefenen, indien over de gehele lengte van de paalschacht de grond voldoende verplaatst is ten opzichte van de paal om overal de maximale wrijvingskracht te ontwikkelen.
3 De 'resulterende negatieve kleef' (W_{res}) is de som van de op een paal werkende negatieve en positieve kleef boven de funderingszandlaag (indien $W_{neg} > W_{pos}$).

De 'maximaal mogelijke negatieve kleef' ($= W_{max}$) wordt rechtstreeks berekend aan de hand van een sondering en boring.
De 'resulterende negatieve kleef' (W_{res}) kan vervolgens worden berekend, indien tevens bekend zijn:
• het last-zakkingsdiagram van de paal;
• de paalkopbelasting;
• de zettingen van de diverse grondlagen;
• de relatie tussen de 'relatieve verplaatsing tussen paal en grond' en de 'ontwikkeling van de wrijvingskracht tussen grond en paalschacht'.
Uit deze vier factoren volgt immers waar de grond ten opzichte van de paalschacht opwaarts dan wel neerwaarts verplaatst, of met andere woorden waar zich positieve dan wel negatieve kleef ontwikkelt. Uit de grootte van deze twee kleefkrachten volgt de 'resulterende negatieve kleef'.

Bij een dalend maaiveld wordt de paal derhalve als volgt belast (zie figuur 45):
• op de paalkop werkt de paalkopbelasting P_{nb};
• in het omslagpunt heerst de paalkopbelasting vermeerderd met de belasting door 'negatieve kleef':
$P_{nb} + W_{neg}$;
• in de doorsnede direct boven de funderingszandlaag heerst de paalkopbelasting plus de 'resulterende negatieve kleef':
$P_{nb} + W_{res} (= P_{nb} + W_{neg} - W_{pos})$

10.5 Relatie maaivelddaling – negatieve kleef

Alvorens op bovengenoemde relatie in te gaan, wordt eerst aandacht besteed aan de ontwikkeling van de wrijving tussen grond en paalschacht ten gevolge van een toenemende relatieve ongehinderde verplaatsing tussen grond en paalschacht.

In het algemeen kan worden gesteld, dat bij een relatieve ongehinderde verplaatsing van grond ten opzichte van de paalschacht van 5 à 20 mm de wrijving τ de maximale waarde bereikt; bij grotere verplaatsingen blijft deze τ_{max} vrijwel constant.
In het hierna volgende rekenmodel is echter de veronderstelling gedaan, dat voor alle grondlagen boven de funderingszandlaag bij een relatieve ongehinderde verplaatsing tussen grond en paalschacht van meer dan 0 mm direct volledige slip optreedt (zie figuur 46).

De daling van het maaiveld zal in de praktijk direct naast de paal onder invloed van de kleef tussen grond en paalschacht geringer zijn dan de daling van het vrije maaiveld. Onder het vrije maaiveld wordt in dit verband verstaan dàt maaiveld, dat zich buiten de invloedssfeer van de paal bevindt. De stijfheid van de grond en de grootte van de kleef spelen hierbij een rol.
In het vervolg wordt er van uitgegaan, dat de vrije maaivelddaling een interactie oproept tussen paalschacht en grond volgens de in figuur 46 getekende relatie en daarmee langs de paalschacht een neerwaarts gerichte wrijving ontwikkelt, waarvan de grootte op de verschillende niveaus afhankelijk is van de relatieve ongehinderde verplaatsing tussen grond en paal.

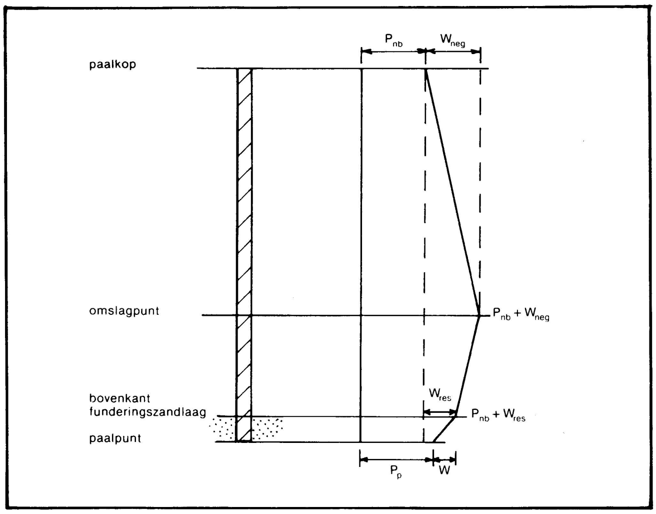
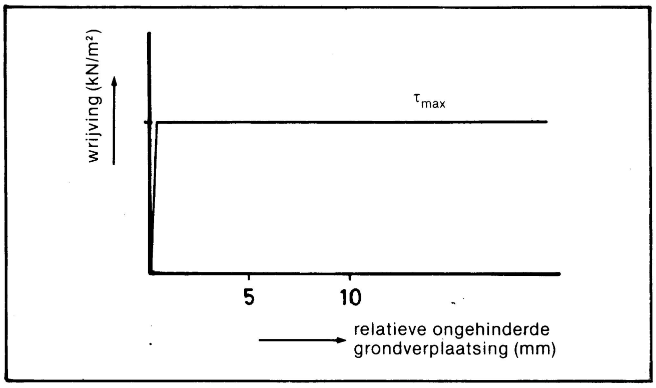


Fig. 45 Krachtsverloop in een paal bij een dalend maaiveld [32].

Fig. 46 Ontwikkeling van de wrijving tussen paalschacht en grond [32].



10.6 Relatie maaivelddaling – paalkopzakking

Bij het opstellen van deze relatie is gebruik gemaakt van een eerdere publicatie over dit onderwerp [12]. Voor de berekeningsvoorbeelden zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

1 De alleenstaande paal wordt in de grond gebracht. Deze grond is geconsolideerd en er zal geen daling van het maaiveld optreden, behalve door de daling van de waterspanning ten gevolge van de aanleg van de Markerwaard. Hierbij is er zoals reeds opgemerkt in eerste instantie van uitgegaan, dat de palen tot nog toe niet werden belast door negatieve kleef en dat bij het bepalen van het draagvermogen indertijd geen of slechts in geringe mate rekening is gehouden met het optreden van negatieve kleef.

2 Een gebouw wordt onder andere op de alleenstaande paal gefundeerd. Het oefent op de paalkop de gebouwbelasting P_{nb} uit. Onder invloed van P_{nb} zakt de paalkop een aantal millimeters z_{ko} volgens het last-zakkingsdiagram.

3 Het maaiveld daalt ter grootte van z_{mv} onder invloed van de waterspanningsdaling. De paalkop zakt nu ter grootte z_{k1} ten gevolge van de ontwikkelde negatieve kleef. Er zal een evenwicht ontstaan tussen de grootte van de krachten, veroorzaakt door z_{mv}, z_k $(= z_{ko} + z_{k1})$ en de resulterende negatieve kleef W_{res}. In de doorsnede van de paalschacht direct boven de funderingszandlaag wordt de paal nu belast door $P_{nb} + W_{res}$.

4 De maximaal mogelijke negatieve kleef W_{max} is evenredig verdeeld over de lengte van de paal, met andere woorden W_{max} per m′ is over de gehele paalschacht constant. Deze veronderstelling is gerechtvaardigd voor houten palen wegens het conische verloop van de paalschacht. Bij betonpalen neemt W_{max} per m′ van boven naar onderen in grootte toe, zodat de veronderstelling dan niet geheel is gerechtvaardigd.

5 Voor de relatie maaivelddaling-paalkopzakking wordt ook een ondergrens- en bovengrensbenadering gehanteerd.

a Bij de ondergrensbenadering wordt de maaivelddaling evenredig verdeeld geacht over alle grondlagen. De zetting per m′ grond is constant. Het ‘omslagpunt’ O ligt op afstand $x = \frac{z_k}{z_{mv}} \cdot H$ boven de funderingszandlaag (zie figuur 47, boven).
Deze veronderstelling wordt vaak toegepast, wanneer de negatieve kleef het gevolg is van een ophoging.

b Bij de bovengrensbenadering wordt het omslagpunt gekozen op de helft van de afstand x tot de funderingszandlaag (zie figuur 47, onder). De maaivelddaling wordt vooral toegeschreven aan de grondlaag direct boven de funderingszandlaag. Deze veronderstelling beantwoordt aan de aard van de belastingverhoging in het grondlagenpakket: de korrelspanningsverhoging komt van onderaf. Tevens bevindt zich in het beschouwde gebied veelal een samendrukbare laag direct boven de funderingszandlaag.

6 a Bij de ondergrensbenadering geldt dan voor de resulterende negatieve kleef (zie figuur 47, boven):

$$W_{res} = (1 - 2\frac{z_k}{z_{mv}}) \cdot W_{max}$$

Dit betekent, dat $W_{res} = 0$ zolang de maaivelddaling kleiner is dan tweemaal z_{ko}!

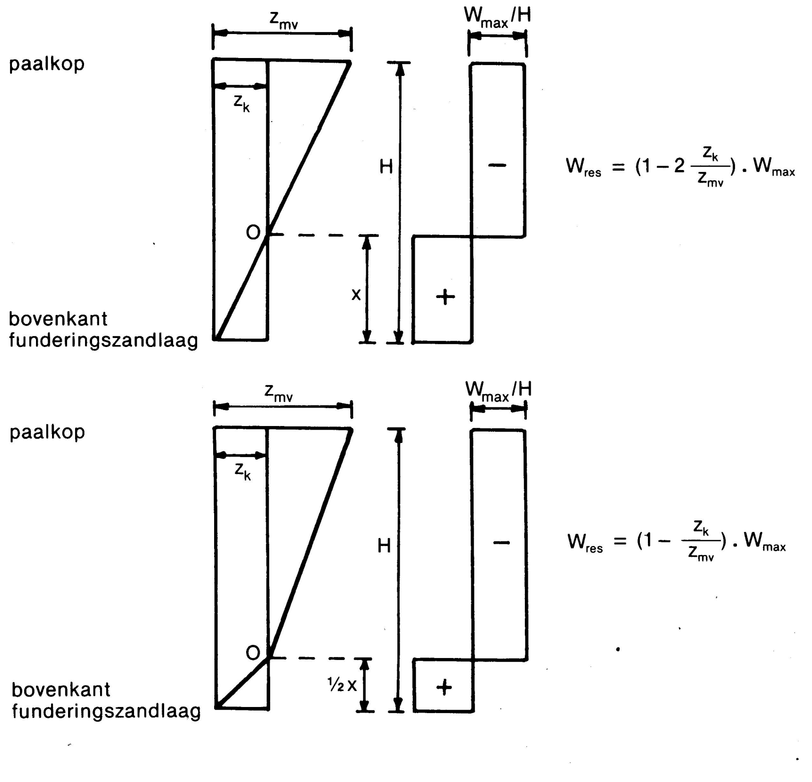


Fig. 47
Ontwikkeling van de resulterende negatieve kleef bij een zakkende paal [32].

b Bij de bovengrensbenadering geldt voor de resulterende negatieve kleef (zie figuur 47, onder):

$$W_{res} = (1 - \frac{z_k}{z_{mv}}) \cdot W_{max}$$

$W_{res} = 0$, zolang de maaivelddaling kleiner is dan z_{ko}!

7 Tenslotte is als uitgangspunt gehanteerd, dat de elastische samendrukking van de paalschacht ten opzichte van de elastische en plastische samendrukking van de grond onder de paalpunt kan worden verwaarloosd. De zakking van de paalkop is dan gelijk aan de zakking van de paalpunt. Bij paalkopbelastingen boven circa 60% van het grensdraagvermogen is deze verwaarlozing terecht en aanvaardbaar; beneden 60% is deze verwaarlozing niet juist, maar wel aanvaardbaar, omdat de relatie maaivelddaling-paalkopzakking pas interessant wordt, wanneer de paal boven circa 60% van het grensdraagvermogen wordt belast.

10.7 Berekeningen

Per berekeningsvoorbeeld is aan de hand van de sondering het inheiniveau bepaald. Hierbij is afgegaan op (huidige inzichten en) gegevens over in dergelijke gevallen veelal toegepaste inheiniveaus, zoals die door het Adviesbureau voor Bouwtechniek zijn verstrekt.
Het grensdraagvermogen (P_{gr}) bestaat uit de som van het puntgrensdraagvermogen (P_{pgr}) en het wrijvingsgrensdraagvermogen (W_{gr}).
Het puntgrensdraagvermogen is berekend volgens de 4D/8D-methode [39], waarbij bij de houten palen A1 en A2 rekening is gehouden met het conisch verloop van de paalschacht.
Ter bepaling van het wrijvingsgrensdraagvermogen is alleen de positieve kleef in de funderingszandlaag in rekening gebracht. De berekening is uitgevoerd met behulp van de methode Begemann [7], waarbij is aangehouden:
- houten paal: τ_{kleef} = 1,2% van de conusweerstand;
- betonpaal : τ_{kleef} = 0,9% van de conusweerstand.

De waarden voor de maximaal mogelijke, negatieve kleef in de samendrukbare holocene lagen, de tussenliggende zandlagen en eventueel het ophoogzand zijn bepaald volgens:
1 de slip-methode [13].
2 de methode Begemann [7].

In een grondgelaagdheid die opgebouwd is uit lagen met een zeer laag volumegewicht (lage korrelspanningen!) geeft methode 1 te lage uitkomsten; methode 2 hanteert voor betonpalen een paalfactor, die veelal ook tot te lage waarden aanleiding geeft. Aan de hand van een vergelijking met trekproeven zijn de uiteindelijke waarden vastgesteld.

Tabel 12 toont voor het berekeningsvoorbeeld in Monnickendam de basisgegevens: het inheiniveau, P_{pgr}, W_{gr}, P_{gr}, P_{nb}, W_{max} en $P_{nb} + W_{max}$.
Teneinde deze gegevens in het last-zakkingsdiagram te kunnen verwerken, zijn bovendien de waarden voor P_{nb}/P_{gr} en $(P_{nb} + W_{max})/P_{gr}$ vermeld in procenten.
Er dient nog opgemerkt te worden, dat vanzelfsprekend geen zogenaamde veiligheidsfactoren in rekening zijn gebracht. Het gaat om het werkelijke gedrag van een paal.

10.8 Bepaling van de relatie maaivelddaling-paalkopzakking

Voor het berekeningsvoorbeeld in Monnickendam is voor paaltype A1 de procedure voor de ondergrensbenadering als volgt (zie figuur 48).
1 Teken het betreffende last-zakkingsdiagram: dit is het last-zakkingsdiagram volgens Plantema [41] (zie figuur 44).
2 Noteer P_{nb} en $P_{nb} + W_{max}$ op de horizontale as, waarbij P_{nb} en $P_{nb} + W_{max}$ uitgedrukt zijn in procenten van P_{gr} (zie tabel 12).
3 De lijn van het punt $P/P_{gr} = P_{nb}$ tot $P/P_{gr} = \infty$ (het deel van de horizontale as rechts van P_{nb}) dient gezien te worden als de as, waarop W_{res} uitgezet wordt: $W_{res} = 0$ in P_{nb} en $W_{res} = W_{max}$ in $P_{nb} + W_{max}$.
4 De rechte lijn, gedefinieerd door $W_{res} = (1 - 2 \cdot \frac{z_k}{z_{mv}}) \cdot W_{max}$ kan nu in het last-zakkingsdiagram worden getekend; deze lijn wordt bepaald door twee punten:
   a $z_k = 0 \rightarrow W_{res} = W_{max}$ (punt A); dit geldt voor elke waarde van z_{mv} (zie figuur 48);
   b Kies een waarde voor z_{mv} bijvoorbeeld 100 mm; hieruit volgt z_k; dan is punt B vastgelegd door $z_k = 1/2 \cdot z_{mv}$ = 50 mm $\rightarrow W_{res} = 0$.
5 Voor elke willekeurige waarde van z_{mv} kan een lijn worden getekend. Dit is in figuur 50 gedaan voor z_{mv} = 10, 15, 20, 30, 40, 60, 80, 100, 120, 160, 200, 240 en 320 mm. Deze getallen zijn de getallen zonder haakjes.

Tabel 12: Funderingstechnische basisgegevens voor het berekeningsvoorbeeld in Monnickendam [32]

paal-type	inhei-niveau m – NAP	P_{pgr} kN	W_{gr} kN	P_{gr} kN	P_{nb} kN	W_{max} kN	$P_{nb} + W_{max}$ kN	P_{nb}/P_{gr} x 100%	$(P_{nb} + W_{max})/P_{gr}$ x 100%
A1	14,5	95	50	145	60	90	150	41%	103%
A2	14,5	130	60	190	80	110	190	42%	100%
B1	15,5	825	215	1040	300	200	500	29%	48%

6 De ontstane lijnenwaaier snijdt het last-zakkingsdiagram in de vet getekende punten. Deze snijpunten kenmerken elk een eigen evenwichtssituatie, waarin z_k, z_{mv} en W_{res} eenduidig vastgelegde waarden bezitten, die behoren bij dit last-zakkingsdiagram en bepaalde berekende waarden voor P_{gr} en W_{max} en een gegeven P_{nb}. Bij punt C hoort bijvoorbeeld: z_k = 20 mm, z_{mv} = 100 mm en $W_{res} = (0{,}785 - 0{,}41) \cdot P_{gr}$. Met de waarden uit tabel 12 heeft een maaivelddaling van z_{mv} = 100 mm bij P_{nb} = 60 kN, P_{gr} = 145 kN en W_{max} = 90 kN een paalkopzakking z_k = 20 mm tot gevolg, waarbij W_{res} = 54 kN blijkt te zijn.

7 Deze verzameling snijpunten levert een relatie op tussen z_{mv} en z_k. Indien nu van z_k de paalkopzakking ten gevolge van de paalkopbelasting alleen (z_{ko}) wordt afgetrokken, ontstaat de relatie tussen de maaivelddaling z_{mv} en de paalkopzakking z_{k1} (= $z_k - z_{ko}$) ten gevolge van de ontwikkelde extra belasting door negatieve kleef (zie figuur 49: de lijn A1 ondergrens).

Bij de bovengrensbenadering geldt dezelfde procedure, met dien verstande, dat:

- in het last-zakkingsdiagram de bovengrens-lijn gevolgd wordt;
- de rechte lijn van punt 4 nu gedefinieerd wordt door:

$$W_{res} = \left(1 - \frac{z_k}{z_{mv}}\right) \cdot W_{max};$$

- de getallen voor z_{mv} dan tussen haakjes staan aangegeven (z_{mv} = 5, 7,5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60, 80, 100, 120 en 160 mm);
- de snijpunten van de lijnenwaaier met het last-zakkingsdiagram worden aangegeven met kruisjes.

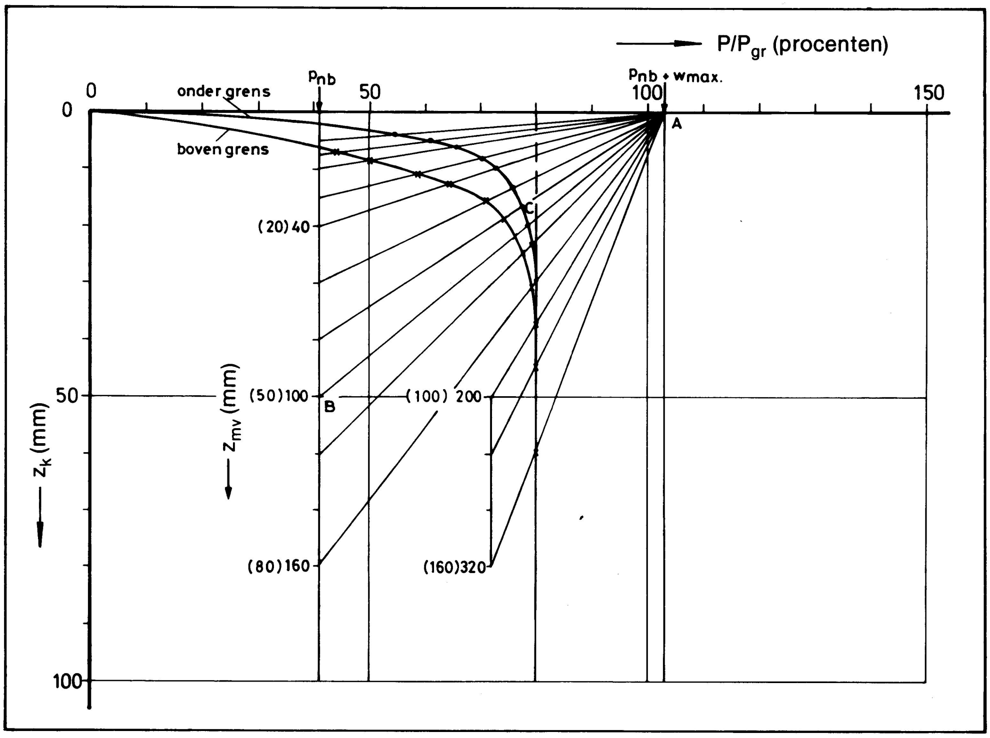


Fig. 48
Last-zakkingsdiagram paaltype A1; voorbeeld Monnickendam [32].

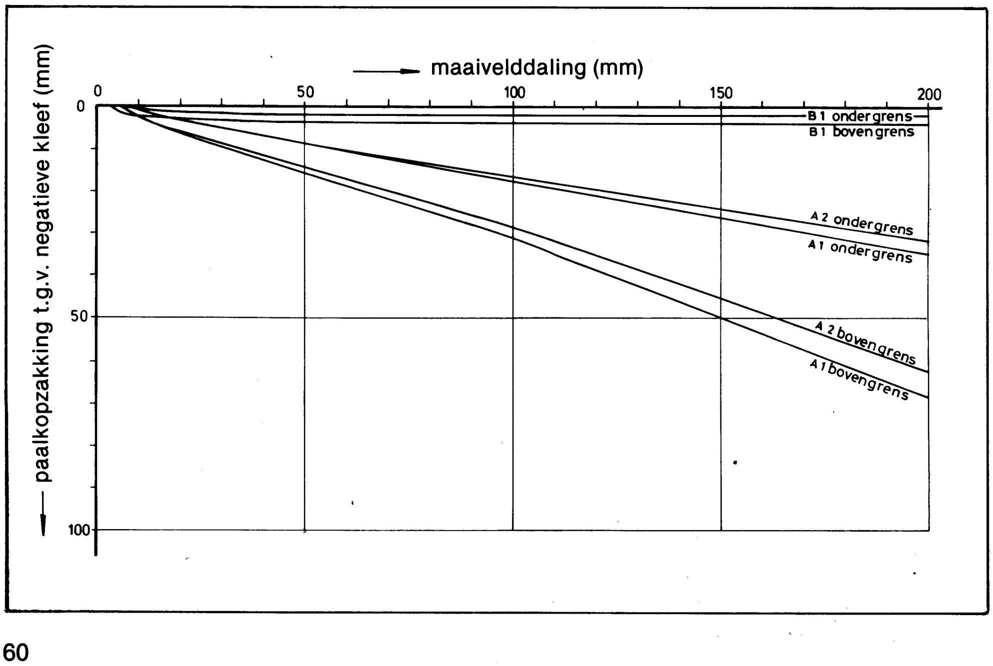


Fig. 49
Relatie maaivelddaling-paalkopzakking; voorbeeld Monnickendam [32].

10.9 **Conclusies**

De resultaten van de berekeningen geven aan, dat zich twee gevallen kunnen voordoen, namelijk:

1 $P_{nb} + W_{max} < 0{,}80\ P_{gr}$.
De grond kan voldoende draagvermogen ontwikkelen om de maximaal mogelijke paalbelasting ($P_{nb} + W_{max}$) te leveren. Onder invloed van een continu dalend maaiveld zal de paalkopzakking een eindige waarde bereiken. Deze waarde wordt bepaald door het snijpunt van het last-zakkingsdiagram met de verticaal door het punt $P/P_{gr} = (P_{nb} + W_{max})/P_{gr}$.

2 $P_{nb} + W_{max} > 0{,}80\ P_{gr}$.
Zodra de paal belast wordt door $P_{nb} + W_{res} = 0{,}80\ P_{gr}$, bezwijkt de grond onder en rondom de paalpunt. Onder invloed van een voortdurend dalend maaiveld zal de paalkop continu zakken. De grootte van z_k blijkt in de berekeningsvoorbeelden bij de ondergrensbenadering 20 à 35% van de maaivelddaling te bedragen; bij de bovengrensbenadering wordt 35 à 60% gevonden.

Geval 2 blijkt in de berekeningsvoorbeelden bij houten palen vaker voor te komen dan bij betonpalen. Dit beeld lijkt goed op de praktijk aan te sluiten, uitgaande van de volgende overwegingen:
- bij de berekening van het toelaatbaar draagvermogen wordt bij een betonpaal een hogere veiligheidsfactor in rekening gebracht dan bij houten palen;
- betonpalen zijn relatief minder gevoelig voor negatieve kleef;
- in vroeger tijden, waarin alleen houten palen werden toegepast, werd waarschijnlijk niet of nauwelijks rekening gehouden met het optreden van negatieve kleef.

De voorlopige conclusies uit de berekeningsvoorbeelden luiden dan ook:
- houten palen zullen veelal 20 à 60% van de maaivelddaling zakken;
- betonpalen zullen meestal hoogstens 5 à 20 mm zakken; in een enkel ongunstig geval (lage P_{gr}, hoge W_{max} door grote paallengte) kan een zakking ter grootte van 10 à 40% van de maaivelddaling optreden.

Bij de ondergrensbenadering is verondersteld, dat er géén paalkopzakking plaatsvindt, zolang $z_{mv} < 2z_{ko}$ (z_{ko} = paalkopzakking ten gevolge van paalkopbelasting alleen); bij de bovengrensbenadering geldt dit, zolang $z_{mv} < z_{ko}$. Uit figuur 49 valt te zien, dat dit betekent dat:

- bij de houten palen A1 en A2 sedert de bouw van de woningen geen paalkopzakking is opgetreden, indien de maaivelddaling minder dan circa 10 mm heeft bedragen;

- bij de betonpaal B1 hetzelfde geldt bij een maaivelddaling van minder dan circa 5 mm sedert de bouw van de woningen.

Indien er in het verleden, ten tijde van de aanwezigheid van de palen in de grond, al wél maaivelddaling is geweest waarbij de palen werden belast door negatieve kleef, dan komen de volgende verschijnselen naar voren:

- de paalkop zal direct reageren op de nieuwe maaivelddaling;
- in geval 1 (de funderingszandlaag levert voldoende draagvermogen) zal de nieuwe maaivelddaling slechts zeer geringe (enkele mm's) paalkopzakking tot gevolg hebben;
- in geval 2 (de grond bezwijkt) daalt de paalkop met een zeker percentage van de maaivelddaling volgens figuur 49.

Ten aanzien van de vraag of het materiaal van de paal de belasting nog wel kan dragen, zijn op grond van berekeningen de volgende conclusies naar voren gekomen:
- bij betonpalen is de kans op paalbreuk zeer gering;
- bij houten palen is de kans op paalbreuk alleen aanwezig, indien deze palen gefundeerd zijn in een zeer vaste funderingszandlaag, terwijl de maximaal mogelijke negatieve kleef ($= W_{max}$) een relatief hoge waarde bezit.

Het funderingstechnisch onderzoek is, met uitzondering van hetgeen in het vorige hoofdstuk is behandeld, uitgevoerd door het Adviesbureau voor Bouwtechniek [1, 2, 3, 4].
Het navolgende vormt een verkorte weergave van het onderzoek zoals dat is beschreven in [45].

Omdat er tot op heden nog geen toepasbare methodieken voorhanden zijn om voor een groot gebied als het onderhavige, bij een daling van de stijghoogte van het grondwater in het Pleistoceen, een raming te kunnen maken van schade aan bebouwing en infrastructuur – in funderingstechnisch opzicht – als gevolg van zetting van de samendrukbare holocene grondlagen, is door het Adviesbureau voor Bouwtechniek getracht daarvoor een methodiek te ontwikkelen [4]. Beoogd wordt met deze methodiek een indruk te verkrijgen van de schade aan bebouwing en infrastructuur in Noord-Holland door de aanleg van de Markerwaard.
In verband met het feit, dat het hier gaat om een nog niet eerder ontwikkelde rekenmethodiek, waarbij verbanden zijn opgesteld tussen snelheid en grootte van maaivelddaling-gebouwvervorming-schadepatroon-schadekosten, is speciale aandacht besteed aan de herleidbaarheid en de eenduidigheid daarvan. Dit houdt verband met de eis, dat elke stap van een rekenmethode inzichtelijk moet zijn om eventueel – in een later stadium bij toetsing – aanvullende ervaringsgegevens of gewijzigde inzichten goed in te kunnen brengen en daardoor de modelparameters te kunnen preciseren.
Opgemerkt moet worden dat deze methodiek gebaseerd is op de relatie zetting-gebouwvervorming en afhankelijk is van de snelheid, waarmee de zetting en de daaruit voortvloeiende vervorming optreedt. De gebruikte methodiek is in principe niet afhankelijk van de grondgesteldheid en derhalve in elk gebied toepasbaar, waar beschikt kan worden over gegevens omtrent grootte en snelheid van maaivelddalingen.

Met de door het Adviesbureau voor Bouwtechniek ontwikkelde methodiek is de eventuele schade geraamd aan bebouwing en infrastructuur in de stedelijke gebieden. De Heidemij raamde, met behulp van dezelfde methodiek, de eventuele schade aan bebouwing en infrastructuur in de agrarische gebieden van Noord-Holland.
De wijze, waarop een indruk van de schade door het Adviesbureau voor Bouwtechniek werd verkregen, kan stapsgewijs als volgt worden beschreven.

Bebouwing in Edam.
(fotobureau Frits Droog)

1 Inventarisatie van schadegevallen in Nederland, betrekking hebbend op een aantal grote projecten voor de aanleg waarvan een bemaling toegepast moest worden en schadebedragen werden uitgekeerd.
Aan de hand van deze inventarisatie, waarbij circa 5.000 woningen betrokken waren, is een indicatief verband opgesteld tussen opgetreden zetting van woningen en opgetreden schade aan woningen.
2 Inventarisatie van relevante gegevens van 24 gemeenten in het beschouwde gebied van Noord-Holland. Verzameld werden gegevens over grondgebruik, aard, ouderdom, dichtheid van bebouwing, funderingstype enz. zowel uit algemeen toegankelijke archieven als nadere inventarisaties per gemeente.
3 Uitgaande van de onder 2 bedoelde verzamelde gegevens, de grondgebruikerskaarten van het Centraal Bureau voor de Statistiek (C.B.S.) en de gegevens uit het geotechnisch onderzoek is een gebiedsindeling opgesteld.
4 Op basis van literatuur, praktijkervaring en theoretische kennis, werden onderlinge relaties opgesteld tussen grootte en snelheid van vrije maaivelddaling, gebouwzakking en vervorming, schadepatroon en herstelkosten.
Met behulp van de hierop gebaseerde rekenmethode is de bouwtechnische schade aan woningen in het beschouwde gebied als functie van de gebouwzetting in eerste instantie berekend.
5 De onder punt 4 berekende waarde is vervolgens vergeleken met de waarde die, uitgaande van de verwachte gemiddelde maaivelddaling in het gebied, kan worden afgeleid uit het – onder punt 1 genoemde – indicatieve verband tussen gebouwzetting en -schade.
De schadenormen zijn op basis van deze vergelijking iets bijgesteld.
6 Raming van de herstelschade met behulp van de resultaten uit het geohydrologisch- en geotechnisch onderzoek, de bouw- en funderingstechnische gegevens en de onder 4 bedoelde opgestelde schadenormen.
7 Aan de hand van summiere gegevens is voor Lelystad en Almere een aanvullende schadeverwachting opgesteld, waarbij is nagegaan welke eventuele schade aan bebouwing en infrastructuur verwacht kan worden.

Opgemerkt moet worden dat er ten opzichte van de overige facetstudies voor het funderingstechnisch onderzoek weinig theoretische en praktische kennis voorhanden is, met name over de relatie tussen maaivelddaling-gebouwvervorming-schadepatroon. Ook kan niet beschikt worden over daarop afgestemde en getoetste theorieën.

Derhalve moesten bij het opstellen van de rekenmethode ter bepaling van de schade, diverse veronderstellingen en schattingen worden gedaan en kon de rekenmethode slechts globaal geijkt worden op basis van empirisch materiaal voor relatief snelle zetting.
De daarvoor ten dienste staande geïnventariseerde schadegevallen laten een zeer grote spreiding in opgetreden schade zien. Een onafhankelijke toetsing als zodanig kon niet plaatsvinden door gebrek aan gegevens daartoe. Er is geen gevoeligheidsanalyse uitgevoerd.

Een betrouwbaarheidsgraad in statistische zin is aan de berekende schadebedragen niet te verbinden. Deels is dit een gevolg van de aard en omvang van de effecten ten aanzien van de bebouwing die verwacht worden en van de subjectieve factoren die hierbij een rol spelen. Anderzijds kan een aantal factoren een rol spelen, die in het huidige onderzoek of buiten beschouwing zijn gelaten of waarvoor bepaalde veronderstellingen zijn gedaan. Deze factoren kunnen het schadebedrag enigszins verhogen of verlagen.
Algemeen moet op basis van het vorenstaande worden geconcludeerd dat, zonder tegenmaatregelen, de te verwachten schade aan bebouwing en infrastructuur in Noord-Holland door de aanleg van de Markerwaard en de daarmee samenhangende daling van het vrije maaiveld, funderingen op staal en houten paalkoppen slechts globaal kan worden aangeduid. Zeker moet worden verwacht dat de schade niet te verwaarlozen is. De orde van grootte van de schade zal naar verwachting circa 800 miljoen gulden bedragen.
Een nadere detaillering van het bedrag is echter gezien de grote onzekerheden in de gebruikte methode niet mogelijk.

Het onderzoek naar de voorzieningen, die getroffen kunnen worden om de te verwachten schade geheel of gedeeltelijk teniet te doen, is verricht door IWACO BV en Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Noord. De korte, hierna volgende samenvatting van dat onderzoek is ontleend aan [45].

In het onderzoek is onderscheid gemaakt naar situaties, waarbij:
- het grondwaterregime in Noord-Holland nagenoeg ongewijzigd blijft na de aanleg van de Markerwaard (geen stijghoogtedalingen);
- de geohydrologische veranderingen in de meest schadegevoelige gebieden gedeeltelijk worden gereduceerd (gedeeltelijk tegengaan van stijghoogtedalingen).

Op basis van modelberekeningen en een beschouwing over de technische- en economische haalbaarheid van het geheel of gedeeltelijk tegengaan van stijghoogtedalingen, is een aantal mogelijke varianten van tegenmaatregelen nader bestudeerd [19, 44], te weten:
- een langzame verlaging van de stijghoogte van het grondwater in het bovenste pleistocene zandpakket (bijvoorbeeld langzame drooglegging van de Markerwaard);
- extra voeding van één of meerdere watervoerende pleistocene zandpakketten onder of nabij de schadegevoelige gebieden, door middel van een (groot) aantal persputten. Als voedingswater wordt hierbij gedacht aan voorgezuiverd oppervlaktewater, afkomstig uit IJsselmeer of randmeer;
- extra voeding van het bovenste pleistocene zandpakket in het westelijke randmeer door het verwijderen van de slecht doorlatende holocene lagen (baggeren van een 10 à 15 m diepe infiltratiegeul, eventueel op te vullen met zand).

Als conclusies komen uit het onderzoek de volgende punten naar voren.

1 Bij toepassing van persputten als technische voorziening ter volledige compensatie van de stijghoogtedalingen onder Noord-Holland zullen de investeringskosten naar raming 160 miljoen gulden bedragen en de gemiddelde jaarlijkse exploitatiekosten 15 miljoen gulden (inclusief tussentijdse investeringen).
Bij toepassing van infiltratiegeulen in de randmeren voor hetzelfde doel als hierboven zullen de investeringskosten – afhankelijk van de bodemweerstand van de geul – variëren tussen 360 en 720 miljoen gulden en de jaarlijkse exploitatiekosten tussen 1 en 2 miljoen gulden.
Bij toepassing van deze techniek kan nog wel enige restschade aan bebouwing en infrastructuur in West-Friesland verwacht worden (circa 50 miljoen gulden).

2 Op grond van de onderhavige studie gaat voor toepassing als tegenmaatregel vooralsnog de voorkeur uit naar het plaatsen van persputten nabij de meest schadegevoelige gebieden.

3 Nadere proefnemingen zijn nodig om uiteindelijk tot de goedkoopste en meest effectieve tegenmaatregelen te komen. Bij persputten spitst de vraagstelling zich daarbij onder meer toe op:
- de constructiewijze, de optimale locatie, de inrichting van persputten (aantal, dimensionering);
- op welke wijze de persputten op de meest efficiënte wijze te onderhouden zijn (regeneratie procedure);
- welke specifieke voorzuivering toe te passen is bij gebruik van oppervlaktewater.

Bij infiltratiegeulen spitst de vraagstelling zich onder meer toe op:
- welke bodemweerstand haalbaar zal zijn;
- welke wijze van onderhoud toepasbaar is om de bodemweerstand laag te houden;
- of de doorlatendheid van een met zand opgevulde geul gunstiger zal zijn dan een niet met zand opgevulde sleuf

en met betrekking tot de duur van de maatregelen:
- of de infiltratiehoeveelheid geleidelijk kan worden verminderd.

4 De tegenmaatregel 'langzame verlaging van de stijghoogte van het grondwater' moet vooralsnog als minder aantrekkelijk worden aangemerkt dan de genoemde voorzieningen. Een belangrijke factor hierbij is het feit dat thans zeer weinig kennis voorhanden is om aan te geven wat het verband is tussen schade aan bebouwing en infrastructuur en de snelheid van de zettingen.

13 BESLUIT

Met het uitvoeren van het onderzoek naar de geotechnische aspecten van de aanleg van de Markerwaard is een goed ruimtelijk beeld verkregen van de verwachte zettingen in Noord-Holland als gevolg van de stijghoogtedalingen in het eerste watervoerende pakket, die kunnen optreden bij het achterwege laten van tegenmaatregelen [45].

De in deze studie berekende zettingen wijken in het algemeen weinig af van de berekende waarden, die in het verleden door het Laboratorium voor Grondmechanica werden bepaald voor een aantal raaien loodrecht op de kust van Noord-Holland [45].

Doordat kon worden beschikt over een groot aantal gegevens betreffende laboratoriumonderzoek op grondmonsters uit het betreffende deel van Noord-Holland, konden relaties worden vastgesteld tussen de grootte van de samendrukkings'constante' respectievelijk de verticale doorlatendheid en de heersende korrelspanning, afhankelijk van de volumegewichten van de grondmonsters.
Tevens bleek het mogelijk, door het groot aantal gegevens betreffende de grondgesteldheid, de te verwachten zettingen in 30 jaar voor een bepaald grondprofieltype met een zekere betrouwbaarheid te presenteren [33].

Voor het berekenen van het verloop van de stijghoogtedaling in het eerste watervoerende pakket als gevolg van de aanleg van de Markerwaard is in het kader van dit onderzoek een nieuwe aanpak ontwikkeld. De met het opgezette simulatiemodel uitgevoerde berekeningen tonen aan dat een verloop van de stijghoogtedaling kan worden verwacht dat ongeveer overeenkomt met het beeld dat de aanleg van de polder Zuidelijk Flevoland heeft opgeleverd, althans indien de aanleg van de Markerwaard op een overeenkomstige manier wordt aangepakt [38].

Beter inzicht is verkregen in het verschijnsel van het optreden van negatieve kleef op paalfunderingen [45].
Met een simpel rekenmodel werden bij verschillende grondprofieltypen relaties ontwikkeld tussen maaivelddaling en paalzakking [32]. Negatieve kleef blijkt met name van belang voor houten palen.

Door de integrale studie-aanpak is een beter inzicht verkregen in de samenhang tussen de diverse aspecten van de aanleg van de Markerwaard [45]. In deze publicatie zijn daarvan alleen de geotechnische aspecten uitgebreid belicht.

NASCHRIFT

De auteur dankt hierbij Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Noord voor de verleende toestemming om de resultaten van de in hun opdracht uitgevoerde studie te publiceren.
Tevens spreekt de auteur zijn waardering uit voor de medewerking aan deze publicatie van de overige deelnemers aan de integrale studie, met name de Heidemij Nederland BV en de Rijks Geologische Dienst, District West.

Deze publicatie is mede tot stand gekomen door medewerking van diverse collega's in het Laboratorium voor Grondmechanica.

De bijdrage van dr. ir. F. B. J. Barends aan het theoretische gedeelte van hoofdstuk 8, de berekeningen ten behoeve van hoofdstuk 8 door ing. W. J. J. Vrijsen, de aanvullingen van ir. E. O. F. Calle op hoofdstuk 5, alsmede het kritisch doorlezen van de gehele concept-tekst door ir. J. Hoekstra en ir. K. W. Talsma zijn door de auteur op prijs gesteld.
Laatstgenoemde collega heeft tevens zes rapporten [30 t/m 33, 35, 36] opgesteld, waaraan een groot deel van de tekst van deze publicatie is ontleend.

LITERATUUR

[1] Adviesbureau voor Bouwtechniek BV, 1983
Inventarisatie schadegevallen in Nederland ten gevolge van bouwputbemalingen
Deelrapport F I

[2] Adviesbureau voor Bouwtechniek BV, 1983
Gebiedsbeschrijvingen per gemeente
Deelrapport F II

[3] Adviesbureau voor Bouwtechniek BV, 1983
Schadeverwachting aan stedelijke-, dorps- en lintbebouwing van 24 gemeenten in Noord-Holland
Deelrapport F III

[4] Adviesbureau voor Bouwtechniek BV, 1983
Funderingstechnisch onderzoek van stedelijke-, dorps- en lintbebouwing in 24 gemeenten in Noord-Holland
Eindrapport

[5] Barends, F. B. J., 1982
Landsubsidence due to a well in an elastic saturated subsoil
Proc. Euromech 143: Flow and transport through porous media, Delft

[6] Barends, F. B. J., 1982
Transient flow in leaky aquifers
Proc. Symp. Modern approach groundwater management, Capri

[7] Begemann, H. K. S. Ph., 1969
The Dutch static penetration test with the adhesion jacket cone.
LGM-mededelingen, deel XIII no. 1, blz. 1 – 86.

[8] Bosch, J. H., 1971
Houten heipalen
Uitgave: Houtvoorlichtingsinstituut Amsterdam

[9] Heidemij Nederland BV, 1983
Een onderzoek in Noord-Holland naar de geo-hydrologische aspecten van de aanleg van de Markerwaard; geo-technisch rapport
Rapport 701-82/3

[10] Heidemij Nederland BV, 1983
Een onderzoek in Noord-Holland naar de geo-hydrologische aspecten van de aanleg van de Markerwaard; cultuurtechnisch onderzoek
Rapport 662-81/3

[11] Heidemij Nederland BV, 1983
Een onderzoek in Noord-Holland naar de geo-hydrologische aspecten van de aanleg van de Markerwaard; natuurtechnisch onderzoek
Rapport 664-81/3

[12] Heijnen, W. J., 1972
Stabiliteit van gebouwen in samenhang met de vervormingseigenschappen van de bodem
LGM-mededelingen, deel XV no. 2, blz. 29 – 47

[13] Horvat, E. en Cloo, H., 1978
Het berekenen van het draagvermogen van geheide houten en geprefabriceerde betonpalen
Pt-bouwkundige techniek nr. 5, blz. 280-293

[14] IWACO BV, 1977
Vooronderzoek betreffende infiltratie door middel van putten in het IJsselmeergebied
Rapport 327

[15] IWACO BV, 1980
De technische mogelijkheden van het infiltreren van water in de bodem door middel van geboorde putten, ter verhoging van de druk in het grondwater
Rapport 631

[16] IWACO BV, 1980
Onderzoek Markerwaard, geohydrologisch onderzoek naar de gevolgen van de inpoldering voor de grondwaterstijghoogte in het oude land
Rapporten 420A en 420B

[17] IWACO BV, 1981
Geohydrologisch onderzoek Markerwaard;
GROMULA-berekeningen ten behoeve van de ijking van de geohydrologische parameters
Deelrapport 420-E1

[18] IWACO BV, 1983
Geohydrologisch onderzoek Markerwaard; FIESTA-berekeningen inzake de gevolgen van eventuele aanleg van de Markerwaard voor het huidige grondwaterregiem
Rapport 420-E2

[19] IWACO BV, 1983
Geohydrologisch onderzoek Markerwaard; tegenmaatregelen ter voorkoming van potentiaaldalingen van het grondwater onder Noord-Holland als gevolg van aanleg van de Markerwaard
Hoofdrapport 420F

[20] Koppejan, A. W., 1948
A formula combining the Terzaghi load-compression relationship and the Buisman secular time effect
Proc. 2nd ICSMFE, Vol III, blz. 32-37, Rotterdam

[21] Laboratorium voor Grondmechanica, 1962
Inklinkingsonderzoek Noord-Holland
Rapport CO-10122/51

[22] Laboratorium voor Grondmechanica, 1972
Resultaten van het grondmechanisch onderzoek, uitgevoerd in het kader van het onderzoek naar de te verwachten zettingen op het eiland Marken als gevolg van de drooglegging van de Markerwaard
Rapport CO-18487-I

[23] Laboratorium voor Grondmechanica, 1972
Resultaten van het grondmechanisch onderzoek, uitgevoerd in het kader van het onderzoek naar de zettingen en extra paalbelastingen als gevolg van de drooglegging van de Markerwaard
Rapporten CO-20009-I en CO-20009/42

[24] Laboratorium voor Grondmechanica, 1975
Zettingen Noord-Holland
Rapport CO-23027-0/5

[25] Laboratorium voor Grondmechanica, 1961
Grondonderzoek naar de eigenschappen van en de waterdruk in de leemlaag te Nijkerk
Rapport CO-11896/86

[26] Laboratorium voor Grondmechanica, 1974
Resultaten van een zettingsberekening voor het bepalen van de zetting van het kleibekken onder Nijkerk, als gevolg van een potentiaaldaling in het pleistocene zandpakket
Rapport CO-11896-9/203

[27] Laboratorium voor Grondmechanica, 1973
Waterspanningsmetingen Zuid Flevoland Kavel O.Z. 51, voorlopige tussentijdse rapportering
Rapport CO-21377-9-I

[28] Laboratorium voor Grondmechanica, 1974
Resultaten van een zettingsberekening voor het bepalen van de zetting van een kleibekken onder Zuidelijk Flevoland, als gevolg van een potentiaaldaling in het pleistocene zandpakket
Rapport CO-21377-9/154

[29] Laboratorium voor Grondmechanica, 1982
Invloed aanleg Markerwaard; resultaten terreinonderzoek
Rapport CO-242060/128

[30] Laboratorium voor Grondmechanica, 1982
Invloed aanleg Markerwaard; resultaten laboratoriumonderzoek
Rapport CO-242060/295

[31] Laboratorium voor Grondmechanica, 1982
Invloed aanleg Markerwaard; verzameling archiefgegevens
Rapport CO-242060/296

[32] Laboratorium voor Grondmechanica, 1983
Invloed aanleg Markerwaard; negatieve kleef en paalkopzakking
Rapport CO-242060/290

[33] Laboratorium voor Grondmechanica, 1983
Invloed aanleg Markerwaard; grondparameters en zettingsberekeningen
Rapport CO-242060/300

[34] Laboratorium voor Grondmechanica, 1983
Invloed aanleg Markerwaard; tijd-zettingsverloop
Rapport CO-242060/305

[35] Laboratorium voor Grondmechanica, 1983
Invloed aanleg Markerwaard; zettingsberekeningen Marken
Rapport CO-242060/310

[36] Laboratorium voor Grondmechnica, 1983
Invloed aanleg Markerwaard; Eemklei- en glaciale klei- en leemlagen
Rapport CO-242060/340

[37] Laboratorium voor Grondmechanica, 1983
Invloed aanleg Markerwaard; aanvullende tijd-zettingsberekeningen
Rapport CO-242060/436

[38] Laboratorium voor Grondmechanica, 1983
Invloed aanleg Markerwaard; tijdsafhankelijke effecten
Rapport CO-242060/451

[39] Mierlo, W. C. van en Koppejan, A. W., 1952
Lengte en draagvermogen van heipalen
Bouw, 19 januari 1952

[40] Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Ministerie van Volkshuisvesting en Ruimtelijke Ordening, 1980
De ontwikkeling van het Markerwaardgebied; deel a Beleidsvoornemen

[41] Plantema, G., 1948
Results of a special loading test on a reinforced concrete pile, a so-called pile sounding.
Proc. 2nd ICSMFE, Vol. IV, blz. 112-118, Rotterdam

[42] Rijks Geologische Dienst, 1981
Geologisch onderzoek in verband met de studie schadeverwachting Markerwaard
Rapporten 10374 en 10374a

[43] Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Noord, 1983
Geohydrologisch onderzoek Marken en kustgebied van Noord-Holland
Rapport WWNO-N-82.0007

[44] Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Noord, 1983
Gedeeltelijk tegengaan van stijghoogtedalingen en het effect daarvan op de te verwachten herstelkosten aan de bebouwing en infrastructuur
Rapport WWNO-N-83.0002

[45] Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Noord, 1983
Een onderzoek in Noord-Holland naar de geohydrologische aspecten van de aanleg van de Markerwaard
Rapport WWNO-N-82.0010

[46] Rijkswaterstaat, Dienst der Zuiderzeewerken, 1976
Geohydrologische gevolgen van de aanleg van de Markerwaard
Nota nr.287

[47] Rijkswaterstaat, Directie Zuiderzeewerken/Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders, 1983
Geohydrologische aspecten bij de aanleg van de Markerwaard

[48] Stichting Bouwresearch, 1977
Funderingen op palen; deel 1: grondmechanische aspecten
Uitgeverij Samsom, Alphen aan de Rijn

[49] Verruijt, A., 1982
Theory of groundwater flow
Macmillan 2nd ed.

[50] Volker, A., 1943
Hydrologie van Marken
Mededeeling aan de 3e vergadering van het Hydrologisch Colloqium op 5 april 1943 te 's-Gravenhage

[51] Zuiderzeecommissie van de Raad van de Waterstaat, 1976
Advies van de Raad van de Waterstaat en rapport van de Zuiderzeecommissie van de Raad van de Waterstaat inzake de Markerwaard

GEBRUIKTE SYMBOLEN

a	[1]	verhouding tussen de daling van het freatisch grondwaterniveau en de stijghoogtedaling in het Oud-Holoceen
b	[1]	verhouding tussen de stijghoogtedaling in het Oud-Holoceen en in het eerste (pleistocene) watervoerend pakket
B	[m]	breedte van het randmeer
c	[s]	hydraulische weerstand van de holocene toplaag
c_i	[s]	hydraulische weerstand per onderscheiden gebied
c_m	[s]	hydraulische weerstand t.p.v. Markermeer
c_p	[s]	hydraulische weerstand t.p.v. Noord-Holland
c_v	[m^2/s]	consolidatie-coëfficiënt
c_{vi}	[m^2/s]	consolidatie-coëfficiënt per onderscheiden gebied
c_{vm}	[m^2/s]	consolidatie-coëfficiënt t.p.v. Markermeer
c_{vp}	[m^2/s]	consolidatie-coëfficiënt t.p.v. Noord-Holland
C	[1]	samendrukkingsconstante
C_i	[1]	samendrukkingsconstante per onderscheiden grondlaag
$C_{n\,n+1}$	[1]	samendrukkingsconstante behorende bij de belastingtrap $p_n \rightarrow p_{n+1}$
C_p	[1]	grootheid m.b.t. primaire zakking
C_s	[1]	grootheid m.b.t. seculaire zakking
d	[m]	dikte van holocene toplaag
d_i	[m]	dikte van holocene toplaag per onderscheiden gebied
d_m	[m]	dikte van holocene toplaag t.p.v. Markermeer
d_p	[m]	dikte van holocene toplaag t.p.v. Noord-Holland
D	[m]	dikte van watervoerend pakket
D_i	[m]	dikte van watervoerend pakket per onderscheiden gebied
D_m	[m]	dikte van watervoerend pakket t.p.v. Markermeer
D_p	[m]	dikte van watervoerend pakket t.p.v. Noord-Holland
f_1, f_2	[1]	factor samenhangend met geometrie
F_i, F_m	[1]	factor
h	[m]	oorspronkelijke monsterhoogte
h_i	[m]	dikte per onderscheiden grondlaag
H	[m]	totale dikte grondprofiel
I_0	[−]	Bessel-functie
I_1	[−]	Bessel-functie
k	[m/s]	doorlatendheid
k_h	[m/s]	horizontale doorlatendheid van watervoerend pakket
k_{hi}	[m/s]	horizontale doorlatendheid per onderscheiden gebied
k_v	[m/s]	verticale doorlatendheid
k_{vi}	[m/s]	verticale doorlatendheid per onderscheiden gebied
K_0	[−]	Bessel-functie
K_1	[−]	Bessel-functie
L	[m]	afstand tussen het centrum van de Markerwaard en de kust van Noord-Holland
m	[1]	aantal waarnemingen van de samendrukkingsconstante
m_v	[m^2/kN]	samendrukkingscoëfficiënt
N	[1]	aantal onderscheiden grondlagen
p	[kN/m^2]	belasting
p_i	[kN/m^2]	huidige korrelspanning per onderscheiden grondlaag
$p_{n\,n+1}$	[kN/m^2]	belastingtrap $p_n \rightarrow p_{n+1}$
Δp	[kN/m^2]	belastingverhoging
Δp_i	[kN/m^2]	korrelspanningsverhoging per onderscheiden grondlaag
P	[kN]	paalbelasting
P_{gr}	[kN]	grensdraagvermogen in funderingszandlaag
P_{nb}	[kN]	nuttige paalbelasting
P_{pgr}	[kN]	grensdraagvermogen t.p.v. paalpunt
q_o	[m/s]	lek- of kweldebiet per oppervlakte-eenheid
r	[m]	radiale coördinaat van cirkelvormige Markerwaard
R	[m]	afstand tussen het centrum en de rand van de Markerwaard
s	[1]	transformatie parameter
t	[−]	toetsingsgrootheid
t	[s]	tijd
t_o	[s]	tijdseenheid
Δt	[s]	periode
V_{C_i}	[−]	variatiecoëfficiënt C_i
V_{h_i}	[−]	variatiecoëfficiënt h_i
V_H	[−]	variatiecoëfficiënt H
V_{p_i}	[−]	variatiecoëfficiënt p_i
$V_{\Delta p_i}$	[−]	variatiecoëfficiënt Δp_i
V_{β_i}	[−]	variatiecoëfficiënt β_i
w	[kN/m^2]	wateroverspanning
W_{gr}	[kN]	grensdraagvermogen aan wrijving in funderingszandlaag
W_{max}	[kN]	maximaal mogelijke negatieve kleef
W_{neg}	[kN]	negatieve kleef
W_{pos}	[kN]	positieve kleef
W_{res}	[kN]	resulterende negatieve kleef
x	[m]	afstand omslagpunt tot funderingszandlaag
z	[m]	verticale coördinaat
z_B	[m]	berekende zetting grondprofiel
z_i	[m]	berekende zetting per onderscheiden grondlaag
$z_{n\,n+1}$	[m]	zetting t.g.v. de belastingverhoging van $p_n \rightarrow p_{n+1}$
z_k	[m]	paalkopzakking
z_{ko}	[m]	paalkopzakking t.g.v. nuttige paalbelasting
z_{k1}	[m]	paalkopzakking t.g.v. maaivelddaling
z_m	[m]	zetting monster
z_{mv}	[m]	maaivelddaling
z_R	[m]	reëel te verwachten zetting grondprofiel
$\dot{z}_t$	[m]	zetting grondprofiel
α	[1]	factor

β	[1]	modelfactor
β_i	[1]	modelfactor per onderscheiden grondlaag
γ	[kN/m³]	volumegewicht
γ_w	[kN/m³]	volumegewicht van water
Φ	[m]	stijghoogte
Φ'	[m]	stijghoogte in holocene toplaag
Φ_0	[m]	stijghoogte aan het oppervlak
Φ_1	[m]	stijghoogte in het watervoerend pakket (initieel)
Φ_2	[m]	stijghoogte in het watervoerend pakket (tijdsafhankelijk)
Φ_d	[m]	opgelegde stijghoogte aan de bovenkant van de holocene toplaag
Φ_m	[m]	Markermeerpeil
Φ_p	[m]	polderpeil in Noord-Holland
$\Delta\Phi$	[m]	verandering van de waterspiegel
λ	[m]	lekfactor
λ_m	[m]	lekfactor t.p.v. het Markermeer
λ_p	[m]	lekfactor t.p.v. Noord-Holland
λ_t	[m]	tijdsafhankelijke lekfactor
λ_{tm}	[m]	tijdsafhankelijke lekfactor t.p.v. het Markermeer
λ_{tp}	[m]	tijdsafhankelijke lekfactor t.p.v. Noord-Holland
σ_g	[kN/m²]	grondspanning
σ_{h_i}	[−]	standaardafwijking van h_i
σ_H	[−]	standaardafwijking van H
σ_t	[kN/m²]	terreinspanning
σ_{z_i}	[−]	standaardafwijking van z_i
σ_{z_B}	[−]	standaardafwijking van z_B
τ	[kN/m²]	wrijving
τ_{max}	[kN/m²]	wrijving bij volledige slip

INHOUDSOPGAVE VERSCHENEN LGM-MEDEDELINGEN

Deel I

no. 1 - juli 1956	Ten geleide - Dr. ir. J. A. Ringers	1
	Het nieuwe gebouw aan de Stieltjesweg	2
	Spoorbaanafschuiving ten zuiden van de brug over de Haarlemmertrekvaart te Leiden	7
no. 2 - oktober 1956	De methoden van het grondonderzoek	41
	Funderingsproblemen bij de bouw van het P.T.T.-gebouwencomplex te 's-Gravenhage	63
no. 3 - januari 1957	Kleimineralen en grondmechanica	79
	Algemeen grondonderzoek voor de eerste polder van het Noord-Nickerie plan (Suriname)	120
no. 4 - april 1957	Apparaten voor onderzoekingen t.b.v. wegen en de rij- en startbanen van vliegvelden	159
	Het verbeteren van het platform van de Dr. Albert Plesmanluchthaven te Curaçao	176

Deel II

no. 1 - juli 1957	Het bepalen van het draagvermogen van een ongewapend betonnen startbaan	1
	Grondonderzoek ten behoeve van een te bouwen olieraffinaderij bij Havanna, Cuba	11
no. 2 - oktober 1957	Ontstaan, beheer, organisatie en arbeidsveld van het Laboratorium voor Grondmechanica	43
	Grafische methode ter bepaling van glijlijnpatronen in grond met weinig samenhang	61
no. 3 - januari 1958	De documentatie in het LGM	79
	Het grondonderzoek voor het stuwcomplex Hagestein ten behoeve van de Rijnkanalisatie	85
no. 4 - april 1958	Het grondonderzoek voor de stormvloedkering aan de mond van de Hollandse IJssel	113
	Terreinzettingen onder invloed van een bovenbelasting	138

Deel III

no. 1 - juli 1958	Proefbelasting op druk- en trekpalen	1
no. 2 - oktober 1958	Grondonderzoek voor een scheepswerf te Scaramanga (Griekenland)	25
no. 3 - februari 1959	Het vijfentwintigjarig bestaan van het Laboratorium voor Grondmechanica	61
no. 4 - april 1959	Aanleg van de ringdijk t.p.v. de in '53 doorgebroken Zeedijk nabij Schelphoek (Schouwen)	93
	Grondmechanische problemen op een terrein rondom het eindpompstation voor de olie-industrie te Palmarejo (Venezuela)	106

Deel IV

no. 1 - juli 1959	Grondonderzoek voor de bouw van een aarden dam in de Surinamerivier	1
no. 2 - oktober 1959	Onderzoek voor de bouw van een aarden dam in de Surinamerivier (vervolg)	49
	De samenwerking van Grondmechanica en Geologie	75
no. 3 - januari 1960	Verband tussen uiterlijk van de kleideeltjes en de grondmechanica	83
	Een niet alledaagse toepassing van de waterspanningsmeter	111
no. 4 - april 1960	Foto-elastisch onderzoek van korrelstapelingen	119
	Een bijzonder geval van open bemaling	135

Deel V

no. 1 - juli 1960	Apparatuur ten dienste van het toegepaste speurwerk	1
no. 2 - oktober 1960	De spanningsverdeling in een homogeen, anisotroop elastisch halfmedium	33
	Verzakking van de Waalkade te Nijmegen	35
no. 3 - januari 1961	Ontwikkeling van berekenings- en beoordelingsmethoden t.b.v. wegdekconstructies	65
	Nomogrammen ten behoeve van de grondmechanica	92
no. 4 - april 1961	Het verdichten op diepte (het zgn. Rütteldrückverfahren)	105
	Het grondonderzoek t.b.v. de herstellingswerkzaamheden aan het Raadhuis te Klundert	132

Deel VI

no. 1 - juli 1961	Het sonderen op het water	1
	De verbetering van een moerriool in de gemeente Bergen op Zoom	14
no. 2 - oktober 1961	Enkele toepassingen van de 'Vane'-proef	29
no. 3 - januari 1962	Rijproeven op flexibele verhardingsconstructies op vliegvelden	53
	De schadelijke werking van chemische stoffen in de funderingsgrondslag	80
no. 4 - april 1962	Discontinuïteit in de funderingsgrondslag	105
	De invloed van het watergehalte op korrelig materiaal tijdens het vervoer	102

Deel VII		
no. 1 - juli 1962	Horizontale drukken op funderingspalen	1
	De invloed van wellen in de bouwput	25
no. 2 - november 1962	Oplossing van consolidatieproblemen met behulp van de grafische methode van Schmidt	33
	Het volgen van de getijbeweging door het grondwater in een zandmassief.	48
no. 3 - januari 1963	Consolidatie in drie dimensies	57
	De eerste internationale confe'entie over de mechanica van grondvoertuig systemen	74
no. 4 - april 1963	Grondonderzoek t.b.v. de Sadiq-oliefabriek te Rahim Yar Kahn, Pakistan	83
Deel VIII		
no. 1 - juli 1963	Proeven op Vibropalen van grote diameter	1
no. 2 - oktober 1963	Consolidatie in drie dimensies (vervolg)	25
	Onderzoek voor het funderen van de pijlers van de spuisluis in het Haringvliet	39
no. 3 - januari 1964	Consolidatie in drie dimensies (vervolg)	53
	Het belang van een grondonderzoek voor een definitieve keuze van een bouwterrein	69
no. 4 - april 1964	Ultrasonore trillingen bij het suspenderen van kleimineralen	85
Deel IX		
no. 1 - juli 1964	De compressibiliteit van een water-luchtmengsel en de relatie tussen de lucht-en de waterspanning.	1
no. 2 - oktober 1964	Consolidatie in drie dimensies (vervolg)	17
no. 3 - januari 1965	Consolidatie in drie dimensies (vervolg)	49
	Over de erosiebestendigheid van grondsoorten tegen waterstromingen	73
no. 4 - april 1965	Riding test on concrete pavements at Schiphol Airport (part I)	81
Deel X		
no. 1 - juli 1965	Consolidatie in drie dimensies (vervolg)	1
no. 2 - oktober 1965	Riding tests on concrete pavements at Schiphol Airport (part II)	23
no. 3 - januari 1966	On the non-linear consolidation of multi-layered soils	57
	On the use of optimum time intervals in soil consolidation problems	71
no. 4 - april 1966	The new apparatus for taking a continuous soil sample	85
Deel XI		
no. 1 - juli 1966	Enige beschouwingen over het grondmechanisch onderzoek ten behoeve van de bouw van de Oosterschelde-brug	1
no. 2 - oktober 1966	Toepassing van elektronenmicroscopie in de grondmechanica	17
no. 3 - januari 1967	Invloed van ongelijke zettingen op het spanningsverloop in tankbodems	53
	Enige ervaring bij het grondonderzoek van opslagtanks	61
no. 4 - april 1967	A numerical realisation of the Taylor-Merchant theory of consolidation	91
	A note on one-dimensional consolidation of spatially nonhomogeneous soils	96
	A note on one-dimensional consolidation of a clay layer that increases in thickness with time	102
Deel XII		
no. 1 - juli 1968	Proefbelastingen op Holmpress-palen	1
	Het gebruik van de waterspanningsmeter als controleapparaat tijdens de uitvoering van ophogingen.	24
no. 2 - oktober 1968	Grondonderzoek voor de uitbreiding van het kantoorgebouwencomplex van de Koninklijke/Shell groep te Den Haag. Het nieuwe kantoorgebouw Oostduin.	29
no. 3 - januari 1969	Hei-ervaringen bij de polymeerfabrieken te Breda	53
	Het grensdraagvermogen van een gewapend betonnen paal in overgeconsolideerde kleilagen	62
no. 4 - april 1969	The Dutch static penetration test with the adhesion jacket cone (part I).	69
Deel XIII		
no. 1 - juli 1969	The Dutch static penetration test with the adhesion jacket cone (part II)	1
no. 2 - oktober 1969	Riding test on concrete pavements at Schiphol Airport (part III)	89
no. 3 - januari 1970	Trekproeven op in de grond gevormde palen met variërende paalvoetvorm. Heinenoordtunnel	123
no. 4 - april 1970	Distortion tests on drained natural clay samples	147
Deel XIV		
no. 1 - juli 1970	Proeven op Frankipalen te Zwolle	1
no. 2 - mei 1971	Een automatische niveauvolger voor open peilbuizen.	37
	Demping van de Amsterdamse Vaart	44
	350 jaar oude traanputten zullen thans als caisson-fundering worden benut.	55
no. 3 - augustus 1971	Onderzoek naar het verdichten met explosies van een grondverbetering	65
no. 4 - november 1971	Stabiliteit van gebouwen in samenhang met de vervormingseigenschappen van de bodem	91

Deel XV

No. 1 - augustus 1972	Demping Muidervaart te Diemen	1
	Grondonderzoek voor de uitbreiding van het hoofdkantoor van de ANWB te 's-Gravenhage	14
no. 2 - december 1972	Stabiliteit van gebouwen in samenhang met de vervormingseigenschappen van de bodem (vervolg)	29
	Heitrillingen bij de bouw van een verpleegtehuis te Gorinchem	48
no. 3 - maart 1973	Trekproeven op volgens het Vibro-systeem in de grond gevormde palen van geringe lengte te Zeist	65
no. 4 - juli 1973	The calculation of crane rail tracks resting on soil	105
	Funderingstechnische aspekten bij de bouw van silo's te Zwijndrecht . .	124

Deel XVI

no. 1 - november 1973	Analyse vah tankzettingen	1
no. 2 - december 1973	Zettingsgedrag van tanks in Antwerpen's havengebied	9
no. 3 - juli 1974	Voorbelasting van de grondslag ten behoeve van de bouw van een opslaggebouw voor de Esso-chemie N.V. te Rozenburg	23
no. 4 - december 1974	Heien met behulp van vibratoren	61
	Tanks voor de opslag van zwavel en zwavelzuur te Rozenburg	71

Deel XVII

no. 1 - oktober 1975	800-tons proefbelasting op een open buispaal ∅ 142 cm t.b.v. een oliesteiger in de Westerschelde nabij Borssele	1
no. 2 - december 1975	Nadere analyse van proefbelastingsresultaten van boorpalen in Nederland . .	33
no. 3 - maart 1976	Toepassing van een semi-spanningsbemaling als voorbelasting voor tanks van Chevron te Nieuwesluis-Westend	75
no. 4 - juni 1976	Een toepassing van numerieke analyse bij twee-dimensionale consolidatieproblemen	97
no. 5 - september 1976	Grondbeschrijving - *Soil description*	117
no. 6 - december 1976	De toepassing van Flugsand bij dijkverzwaringen	177

Deel XVIII

no. 1 - maart 1977	De afschuiving van een gedeelte van eiland 8 in de zandwinning Vinkeveense Plassen	1
no. 2 - juni 1977 *no. 3 - september 1977*	Terreinonderzoekingen	37
	Also in English: Site investigations (English translation of No. 2 and No. 3)	37

Deel XIX

no. 1 - maart 1978 *no. 2 - juni 1978* *no. 3 - september 1978* *no. 4 - december 1978*	Advanced methods of groundwater flow computation	1

Deel XX

no. 1 - mei 1979	Verbreding van Rijksweg 12 van Gouda tot Utrecht	1
	The compressibility of an air-water mixture in a porous medium	49
no. 2 - augustus 1979	Wave induced pore water pressures in a two-layer system	67
no. 3 - oktober 1979 *no. 4 - december 1979*	Axial symmetric Darcy flow and linear elastic deformation under cyclic loading	79
	Determination of earth pressures on sheetpile walls from measures of deflections and bending moments	87

Deel XXI

no. 1 - april 1980	Nonlinearity of groundwater flow	1
no. 2 - juni 1980	Tribute to Professor De Josselin de Jong	125
no. 3 - augustus 1980	Delta-flume	221
no. 4 - oktober 1980	Offshore Gravity Foundations	265

Deel XXII

no. 1 - maart 1981	Over de verwering van veen (= *On the weathering of peat)*	1
no. 2 - december 1981	Groutankers in de praktijk (= *Grout anchors in practice)*	1
no. 3 - augustus 1984	Onderzoek in Noord-Holland naar de geotechnische aspecten van de aanleg van de Markerwaard	1

A N T W O O R D K A A R T

Naam...

Adres..

Postcode/plaats..............................

wil gaarne 0 LGM-Mededelingen

0 Jaarverslag

ontvangen.

stieltjesweg 2 - postbus 69, 2600 AB delft - telefoon 015-569223 - telex 38234 soil nl

LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA
POSTBUS 69
2600 AB DELFT

t.a.v. mw. N.M. Harmsen